



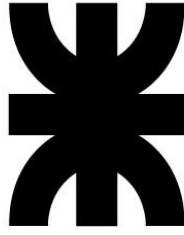
Diana Hoffman



2024

PROYECTO FINAL

“Desarrollo de infraestructura para riego forestal con efluentes tratado en la ciudad de Colón Entre Ríos”



***UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL CONCEPCIÓN DEL URUGUAY
INGENIERÍA CIVIL
PROYECTO FINAL***

“Desarrollo de infraestructura para riego forestal con efluentes tratados en la ciudad de Colón Entre Ríos”

Autor:

Hoffman, Diana Estefanía.

Docentes:

Mg.Ing. Raffo, Fernando Carlos

Ing. PENÓN, Luciano Daniel

Septiembre 2024

Agradecimientos

La culminación de este trabajo es el reflejo de años de esfuerzo y dedicación, logrado gracias al apoyo y participación de muchas personas.

En primer lugar, quiero agradecer mi más profundo agradecimiento a mi familia por su amor incondicional y apoyo constante. Su paciencia, comprensión y aliento me han proporcionado la fortaleza necesaria para superar los desafíos y alcanzar esta meta. Sin su respaldo, este proyecto no habría sido posible.

Asimismo, quiero agradecer mi gratitud a la cátedra de Proyecto Final, encabezada por los profesores Ing. Fernando Raffo e Ing. Luciano Penón, así como a todos los demás profesionales que me ofrecieron su valiosa orientación y apoyo a lo largo de mi carrera. Su dedicación y conocimientos han sido una fuente constante de inspiración y han sido fundamentales para el éxito de este proyecto. Especialmente quiero agradecer a:

- Ing. Zardo, Andrés
- Ing. Bergara, Roberto
- Ing. Tesson Natalia
- Ing. Dañhel Guillermo
- Ing. Zabalett Alejandro
- Ing. Belvisi Diego
- Ing. Lescano Fernando
- Ing. Torres Raúl
- Ing. Nardin Alejandro
- Lic. Piccinali, Luis E.

Finalmente, me gustaría expresar mi sincero agradecimiento a la Universidad Tecnológica Nacional Regional Concepción del Uruguay. Aprecio profundamente los recursos y el ambiente académico que me han brindado, los cuales han sido cruciales para mi desarrollo profesional y para alcanzar este importante logro.

A todos ustedes, mi más sincero agradecimiento. Este proyecto es el reflejo de su apoyo y dedicación.

Resumen

Este proyecto, llevado a cabo por una alumna del último año de la carrera de Ingeniería Civil, se enmarca en los requisitos de la asignatura "Proyecto Final" del programa de Ingeniería Civil en la Facultad Regional Concepción del Uruguay de la Universidad Tecnológica Nacional. El estudio se centra en la planificación, ejecución y evaluación de una infraestructura para el riego forestal utilizando efluentes cloacales tratados en la ciudad de Colón, Entre Ríos, con el objetivo de reducir el vertido de estos efluentes en el río Uruguay.

Tras una visita a Colón y reuniones con diversas autoridades gubernamentales, se identificaron las necesidades de la ciudad, lo que llevó a la creación de una bolsa de proyectos en colaboración con la cátedra. El proyecto seleccionado surgió de esta colaboración. Durante la fase de planificación, se discutió con el director de ambiente de Colón, quien expresó el deseo de reutilizar el efluente tratado en un sistema de riego forestal en lugar de conducirlo mediante un emisario, ya que esta opción sería más ecológica y reduciría significativamente los costos.

Posteriormente, se realizó una visita al terreno propuesto para el proyecto junto con la cátedra para evaluar sus características, incluyendo pendientes, vegetación y cotas, dado que el sitio se encuentra cerca del río Uruguay. Esta evaluación inicial fue seguida de una caracterización más detallada del terreno.

Para abordar la problemática, se recopilaron antecedentes tanto regionales como nacionales e internacionales, incluyendo entrevistas con profesionales que habían gestionado proyectos similares. Con esta información, se establecieron los objetivos y se evaluaron tres alternativas para el riego: riego por surcos, riego por aspersión y riego por goteo. Tras analizar las ventajas y desventajas de cada opción mediante una matriz FODA, se determinó que el riego por surcos era la alternativa más adecuada para la zona. Finalmente, se procedió al desarrollo del proyecto ejecutivo, cuyo objetivo principal es integrar conocimientos y habilidades de ingeniería civil con aspectos medioambientales en la ejecución del proyecto.

Palabras claves: riego forestal, efluentes tratados, reducción del vertido, emisario, Colón Entre Ríos, reutilización de efluentes, caracterización del terreno, río Uruguay, sistemas de riegos.

Abstract

This project, carried out by a student in her final year of the Civil Engineering degree, is part of the requirements of the "Final Project" course of the Civil Engineering program at the Concepción del Uruguay Regional Faculty of the National Technological University. The study focuses on the planning, execution and evaluation of an infrastructure for forest irrigation using treated sewage effluents in the city of Colón, Entre Ríos, with the aim of reducing the discharge of these effluents into the Uruguay River.

After a visit to Colón and meetings with various government authorities, the needs of the city were identified, which led to the creation of a project pool in collaboration with the department. The selected project emerged from this collaboration. During the planning phase, the project was discussed with the environmental director of Colón, who expressed the desire to reuse the treated effluent in a forest irrigation system instead of channeling it through an outfall, as this option would be more environmentally friendly and would significantly reduce costs.

Subsequently, a visit was made to the proposed project site together with the department to assess its characteristics, including slopes, vegetation and elevations, given that the site is located near the Uruguay River. This initial assessment was followed by a more detailed characterization of the terrain.

To address the problem, regional, national and international background information was collected, including interviews with professionals who had managed similar projects. With this information, objectives were established and three irrigation alternatives were evaluated: furrow irrigation, sprinkler irrigation and drip irrigation. After analyzing the advantages and disadvantages of each option using a SWOT matrix, it was determined that furrow irrigation was the most suitable alternative for the area. Finally, the executive project was developed, whose main objective is to integrate civil engineering knowledge and skills with environmental aspects in the execution of the project.

Keywords: forest irrigation, treated effluents, discharge reduction, outfall, Colón Entre Ríos, effluent reuse, terrain characterization, Uruguay River, irrigation systems.

Índice

1	INTRODUCCION.....	16
2	CAPITULO 2: RELEVAMIENTO GENERAL.....	17
2.1	Departamento de Colón.....	17
2.2	Ciudad de Colón.....	17
2.3	Relieve y suelo.....	18
2.4	Gobierno.....	19
2.5	Economía.....	20
2.5.1	Industria.....	21
2.5.2	Agricultura.....	21
2.5.3	Avicultura.....	21
2.5.4	Apicultura.....	22
2.5.5	Forestación.....	22
2.6	Demografía.....	22
2.7	Clima y Precipitaciones.....	23
2.8	Servicios.....	25
2.8.1	Agua Potable.....	25
2.8.2	Residuos Sólidos Urbanos.....	27
2.8.3	Arbolado Público.....	27
2.8.4	Alumbrado Público.....	27
2.8.5	Red Pluvial.....	27
2.8.6	Red Cloacal.....	31
2.9	Geografía y Accesos.....	32
2.9.1	Acceso Vial.....	32
2.9.2	Acceso Fluvial.....	34
2.10	Flora y Fauna.....	35
2.11	Transporte.....	35
3	CAPITULO 3: ANTECEDENTES.....	36
3.1	Antecedentes Internacionales.....	36
3.2	Antecedentes Nacionales.....	37
3.3	Antecedentes Regionales.....	40
3.3.1	Frigorífico Fadel.....	41
3.3.2	Frigorífico Calisa.....	42
3.3.3	Frigorífico Bonnin Hnos.....	44

3.3.4	Colonia Ayuí	47
4	CAPITULO 4: OBJETIVOS Y PLAN DE NECESIDADES	52
4.1	Objetivo general.....	52
4.2	Objetivos particulares o específicos.....	52
4.3	Plan de necesidades	52
5	CAPITULO 5: MARCO NORMATIVO	54
6	CAPITULO 6: PLANTEO DE SOLUCIONES A LA PROBLEMÁTICA	56
6.1	Alternativa 1	56
6.1.1	Componentes de un sistema de riego por goteo.	58
6.1.2	Ventajas del riego por goteo.....	61
6.1.3	Desventaja	62
6.2	Alternativa 2	62
6.2.1	Componentes de un sistema de riego por aspersión:	64
6.2.2	Distancias entre aspersores y laterales.....	65
6.2.3	Ventajas	66
6.2.4	Desventajas.....	66
6.3	Alternativa 3	66
6.3.1	Zona de humedecimiento	67
6.3.2	Forma del surco	68
6.3.3	Separación entre surcos.....	69
6.3.4	Longitud de los surcos.....	70
6.3.5	Orientación de los surcos.....	70
6.3.6	La velocidad con la que el agua corre.....	70
7	CAPITULO 7: ANÁLISIS COMPRARTIVO DE LAS ALTERNATIVAS, MEDIANTE LA MATRIZ FODA.....	76
7.1	De origen interno	76
7.1.1	Fortalezas.....	76
7.1.2	Debilidades:	76
7.2	Factores externos	77
7.2.1	Oportunidades:.....	77
7.2.2	Amenazas:	77
8	CAPITULO 8: ANÁLISIS DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.....	80
8.1	Zona de riego	80
8.2	Zona de inundabilidad	80
8.3	Clima del área de influencia.	82

8.3.1	Viento.....	82
8.3.2	Heladas.....	83
8.3.3	Heliofanía.....	83
8.3.4	Humedad Relativa	83
8.3.5	Precipitación	84
8.4	Caracterización de los suelos.....	84
8.4.1	Serie Yuquerí Chico.....	86
8.4.2	Serie Yuquerí Grande.....	87
8.4.3	Serie Puerto Yerua.....	89
8.4.4	Serie Mandosivi.....	91
8.4.5	Serie los Charrúas.....	94
8.4.6	Serie Calabasillas	96
8.5	Alternativa de cultivo.....	98
8.6	Demanda hídrica.....	101
8.7	Consumo hídrico de la forestación	101
8.8	Superficie Necesaria.....	103
9	CAPITULO 9: ANTEPROYECTO	104
9.1	Solución abordada.....	104
9.2	Predimensionado de las lagunas de reservorio.....	105
9.3	Cálculo del movimiento de suelo.....	106
9.4	Diseño toma de agua sobre laguna de reservorio (T1).....	107
9.5	Predimensionado de las cañerías.....	107
9.6	Cálculo de bombas de riego.....	108
9.7	Tratamiento Secundario En Humedales.....	109
9.8	Esquema de diseño en el terreno de la escuela agro-técnica (terreno piloto).....	111
10	CAPÍTULO 10: PROYECTO EJECUTIVO.....	112
10.1	Alcances del proyecto ejecutivo.....	112
10.2	Solución abordada.....	112
10.3	Dimensionamiento de Lagunas de reservorios.....	113
10.3.1	Laguna De Reservorio 1	115
10.3.2	Laguna de Reservorio 2.....	118
10.3.3	Laguna de Reservorio 3.....	120
10.4	Verificación de los Taludes.....	121
10.5	Cálculo De Movimiento De Suelo.....	123
10.6	Toma de agua de lagunas de tratamiento hacia las lagunas de reservorio.....	128
10.7	Cámara Distribuidora de Caudales.....	132

10.8	Diseño toma de agua sobre lagunas de reservorios.	139
10.8.1	<i>Cálculo y diseño de la balsa flotante.</i>	141
10.8.2	<i>Determinación de los Tensores: Análisis de Viento</i>	145
10.9	Calculo y Diseño De Las cañerías	152
10.9.1	<i>Características de las cañerías.</i>	153
10.9.2	<i>Cálculo de su longitud.</i>	154
10.9.3	<i>Cálculo del diámetro de las cañerías.</i>	159
10.10	Cálculo de la cañería entre reservorio 2 y 3.....	164
10.11	Cálculo De La Cañería Escuela Agrotecnica.	168
10.12	Cálculo y selección de bombas de riego	172
10.12.1	<i>Calculo Bomba Para Riego Forestal B1 (Terrenos Al Norte)</i>	173
10.12.2	<i>Calculo altura manométrica de la bomba B1.</i>	175
10.12.3	<i>Cálculo de NPSH.</i>	177
10.13	Cálculo y selección bomba de trasvase B2 desde LRII a LRIII.	179
10.13.1	<i>Cálculo de altura manométrica Bomba LRII.</i>	181
10.13.2	<i>Calculo del NSPH.</i>	183
10.14	Cálculo y selección de bomba para riego forestal B3 (escuela agrotécnica).	183
10.14.1	<i>Cálculo de altura manométrica Bomba LRIII.</i>	184
10.14.2	<i>Cálculo de bomba para riego forestal B4.</i>	186
10.14.3	<i>Resumen bombas.</i>	186
10.15	Solarización de las bombas.....	186
10.15.1	<i>Bomba F4-100/250B (terrenos al norte)</i>	189
10.15.2	<i>Bomba F80/160D (Bomba de trasvase)</i>	194
10.15.3	<i>Bomba HF 20A (Escuela Agrotécnica)</i>	196
10.15.4	<i>Resumen paneles Solares.</i>	199
10.15.5	<i>Soporte para paneles solares.</i>	199
10.16	Diseño de riego en terreno de escuela agrotecnica (terreno piloto).....	202
10.16.1	<i>Planificación del riego por surcos.</i>	204
10.16.2	<i>Cortina Forestal.</i>	210
11	CONCLUSION.....	215
12	BIBLOGRAFIA.....	216
13	ANEXOS.....	219

Índice Figuras

Figura 2.1 Ubicación geográfica del departamento Colón.	17
Figura 2.2 Ubicación de la ciudad de Colón en el departamento.	18
Figura 2.3 Cursos de agua lindantes a la ciudad.....	19
Figura 2.4 Organigrama municipal Colón, Entre Ríos.	20
Figura 2.5 Temperaturas máximas y mínimas promedios Colón.....	23
Figura 2.6 Promedio mensual de lluvias.....	24
Figura 2.7 Velocidad promedio del viento en Colón	24
Figura 2.8 Dirección del viento en Colón.....	25
Figura 2.9 Red de agua potable.....	26
Figura 2.10 Cuencas urbanas de Colón.	29
Figura 2.11 Red Cloacal	31
Figura 2.12 Rutas y Accesos a Colón.....	33
Figura 2.13 Accesos en la ciudad.....	34
Figura 3.1 Reutilización de aguas residuales en el mundo. Año 2006	37
Figura 3.2: Vista satelital –Lagunas de tratamiento de Campo Espejo	38
Figura 3.3 Imagen Satelital de las Lagunas de Campo Espejo y el ACRE respectivo.	38
Figura 3.4 ACRE Campo Espejo. Acequias conductoras de agua tratada	39
Figura 3.5 Plantaciones regadas con aguas residuales. Campo Espejo.....	39
Figura 3.6 Implatación riego forestal Fadel	41
Figura 3.7 En la primera imagen se observan las plantaciones de pinos y sauces y en la segunda imagen las plantaciones de álamos.....	42
Figura 3.8 Imagen satelital del predio con factibilidad para forestación.	42
Figura 3.9 Plantaciones en frigorífico Calisa.....	43
Figura 3.10 Trabajos de colocación de tuberías para riego	44
Figura 3.11 Predio forestal. Bonnin Hnos.....	45
Figura 3.12 Reservorio forestal. Bonnin Hnos	46
Figura 3.13 Lagunas riego forestal. Bonnin Hnos	46
Figura 3.14 Ubicación plantación forestal Colonia Ayuí.	48
Figura 3.15 Sistema de lagunaje para tratamiento de efluentes.....	49
Figura 3.16 Mediciones en suelo.....	49
Figura 3.17 Plantación Eucalyptus grandis.	50
Figura 3.18 Gabinete de bombas de sistema de riego.....	50
Figura 3.19 Imagen comparativa de plantación con y sin riego.	51

Figura 6.1 Riego por goteo	56
Figura 6.2 Esquema de funcionamiento de un sistema de riego por goteo.....	57
Figura 6.3 Fuente de presión.....	59
Figura 6.4 Elemento de cabezal de riego.....	60
Figura 6.5 Mangueras o cintas de riego	60
Figura 6.6 Accesorios para riego por goteo.....	61
Figura 6.7 Imagen de un sistema de riego presurizado.....	61
Figura 6.8 Riego por aspersión	63
Figura 6.9 Dispositivos de aspersión o emisores.....	65
Figura 6.10 Esquema de instalación y distribución de aspersores.....	65
Figura 6.11 Riego por surcos Fuente: Manual. métodos de Riego. Jaime Lamo Jiménez.	67
Figura 6.12 Distribución de la humedad del terreno en riego por surco según la textura del mismo Fuente: Aula virtual Facultad de ciencias Agrarias y Forestales UNLP	68
Figura 6.13 Separación entre surcos.a) Poca separación. b) Mucha Separación. c) Separación adecuada Fuente: Instituto de Investigación y Formación Agraria y pesquera	69
Figura 8.1 Ubicación geográfica zona de estudio Fuente: Google Earth.	80
Figura 8.2 Zona de estudio Fuente: Elaboración propia. Software Civil 3D.....	81
Figura 8.3 Zonas de estudio con sus respectivas hectáreas	81
Figura 8.4 Frecuencia anual de la dirección del viento en Colón Fuente: Carta de suelos.	82
Figura 8.5 Mapa de suelos Fuente: Carta de suelos de la República Argentina.....	85
Figura 8.6 Perfil de suelo. Serie Yuquerí Chico Fuente: Elaboración Propia.....	86
Figura 8.7 Perfil de suelo. Serie Yuquerí Grande Fuente: Elaboración Propia.....	88
Figura 8.8 Perfil de suelo. Serie Puerto Yerua. Fuente: Elaboración Propia.....	90
Figura 8.9 Perfil de suelo. Serie Mandisovi Fuente: Elaboración Propia.	92
Figura 8.10 Perfil de suelo. Serie Los Charrúas Fuente: Elaboración Propia.	94
Figura 8.11 Perfil de suelo. Serie Calabacilla. Fuente: Elaboración Propia.....	96
Figura 8.12 Tipo de suelo Fuente: Ing. Fernando Raffo.....	98
<i>Figura 9.1 Esquema anteproyecto laguna de Reservoirio. Fuente: Elaboración Propia.....</i>	<i>105</i>
<i>Figura 9.2 Distribucion de lagunas de reservoirio. Fuente: Elaboración Propia.....</i>	<i>106</i>
<i>Figura 9.3 Plano de Planta toma flotante. Fuente: Elaboración Propia.</i>	<i>107</i>
<i>Figura 9.4 Datos de prestaciones de bombas. LRI Fuente: Pedrollo.</i>	<i>109</i>
<i>Figura 9.5 Diseño y ubicación de sistema de humedales Fuente: elaboración propia</i>	<i>110</i>
<i>Figura 9.6 Esquema anteproyecto Fuente: Elaboración Propia</i>	<i>111</i>
<i>Figura 10.1 Esquema anteproyecto laguna de Reservoirio. Fuente: Elaboración Propia.....</i>	<i>113</i>

Figura 10.2 Distribucion de lagunas de reservorio. Fuente: Elaboración Propia.	115
Figura 10.3 Volumen de un tronco de Pirámide Fuente: Áreas y Volúmenes.net.....	117
Figura 10.4 Dimensiones laguna de reservorio I. Fuente: Elaboración Propia.....	117
Figura 10.5 Perfil longitudinal laguna de reservorio I. Fuente: Elaboración Propia.....	118
Figura 10.6 Perfil transversal laguna de reservorio I. Fuente: Elaboración Propia.....	118
Figura 10.7 Dimensiones laguna de reservorio II. Fuente: Elaboración Propia.....	119
Figura 10.8 Perfil transversal laguna de reservorio II. Fuente: Elaboración Propia.....	119
Figura 10.9 Perfil longitudinal laguna de reservorio II. Fuente: Elaboración Propia.	120
Figura 10.10 Dimensiones laguna de reservorio III. Fuente: Elaboración Propia.....	120
Figura 10.11 Perfil longitudinal laguna de reservorio III. Fuente: Elaboración Propia.	121
Figura 10.12 Perfil transversal laguna de reservorio III. Fuente: Elaboración Propia.....	121
Figura 10.13 Circulo de falla, para la alternativa1, solo con agua. Fuente: Elaboración Propia, Software Geo5.....	122
Figura 10.14 Circulo de falla, para la alternativa 2, con cargas. Fuente: Elaboración Propia, Software Geo5.....	123
Figura 10.15 Modelado de laguna de reservorio I, en software civil 3D. Fuente: Elaboración Propia.....	124
Figura 10.16 Modelado de laguna de reservorio II, en software civil 3D. Fuente: Elaboración Propia.	126
Figura 10.17 Modelado de laguna de reservorio III, en software civil 3D. Fuente: Elaboración Propia.	127
Figura 10.18 Planta de Tomas y bocas de registro. Fuente: Informe 4 – Etapa 2 – Colon, Sistema de tratamiento de aguas residuales y emisario para las ciudades de Concepción del Uruguay, Colón y San José"	130
Figura 10.19 Vista conexión de toma hacia boca de registro. Fuente: Informe 4 – Etapa 2 – Colon, Sistema de tratamiento de aguas residuales y emisario para las ciudades de Concepción del Uruguay, Colón y San José"	131
Figura 10.20 Vista en planta Toma, lagunas de tratamiento. Fuente: Informe 4 – Etapa 2 – Colon, Sistema de tratamiento de aguas residuales y emisario para las ciudades de Concepción del Uruguay, Colón y San José"	131
Figura 10.21 Corte Toma, lagunas de tratamiento. Fuente: Informe 4 – Etapa 2 – Colon, Sistema de tratamiento de aguas residuales y emisario para las ciudades de Concepción del Uruguay, Colón y San José"	132
Figura 10.22 Plano de implantación cámara distribuidora. Fuente: Elaboración Propia.	133
Figura 10.23 Planta cámara distribuidora Fuente: Elaboración Propia.	134

Figura 10.24 Corte B-B, cámara distribuidora Fuente: Elaboración Propia.....	134
Figura 10.25 Corte A-A, cámara distribuidora Fuente: Elaboración Propia.....	135
Figura 10.26 Clase de exposición generales que producen corrosión de armaduras Fuente: CIRSOC 201/05	135
Figura 10.27 Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura Fuente: CIRSOC 201/05.	136
Figura 10.28 Detalle de armadura tabique Fuente: Elaboración propia. CYPECAD 2024f.	137
Figura 10.29 Detalle de armadura platea y abertura Fuente: Elaboración propia. CYPECAD 2024f. .	138
Figura 10.30 Detalle de perfilería a utilizar en tapa de cámara distribuidora Fuente: Elaboración propia. CYPECAD 2024f.	138
Figura 10.31 Imagen 3D cámara distribuidora Fuente: Elaboración propia. CYPECAD 2024f.	139
Figura 10.32 Imagen 3D cámara distribuidora Fuente: Elaboración propia. CYPECAD 2024f.	139
Figura 10.33 Plano de Planta toma flotante. Fuente: Elaboración Propia.	142
Figura 10.34 Imagen 3D, toma flotante. Fuente: Elaboración Propia.	143
Figura 10.35 Imagen 3D, toma flotante. Fuente: Elaboración Propia.	143
Figura 10.36 . Estructura Toma Fuente: Elaboración Propia.	144
Figura 10.37 . Especificaciones técnicas metal desplegado Fuente: ETC	144
Figura 10.38 Ubicación geográfica del proyecto Fuente: Dlubal	145
Figura 10.39 Modelo importado dentro del software RWIND. Fuente: Elaboración propia. RWIND	146
Figura 10.40 Aproximación mediante elementos finitos Fuente: Elaboración propia. RWIND	147
Figura 10.41 Fuerza de arrastre en el sentido x Fuente: Elaboración propia. RWIND	147
Figura 10.42 Resultados fuerza de arrastre en el sentido x Fuente: Elaboración propia. RWIND	147
Figura 10.43 Ubicación de la toma flotante a 45° Fuente: Elaboración propia. RWIND	148
Figura 10.44 Fuerza de arrastre de la toma rota a 45° Fuente: Elaboración propia. RWIND	149
Figura 10.45 Resultados fuerza de arrastre de la toma rota a 45° Fuente: Elaboración propia. RWIND	149
Figura 10.46 Toma flotante considerada directamente como un prisma sin aberturas Fuente: Elaboración propia. RWIND.....	149
Figura 10.47 Fuerza de arrastre de la toma considerada como un prisma sin abertura Fuente: Elaboración propia. RWIND.....	150
Figura 10.48 Resultados fuerza de arrastre de la toma considerándola como un prisma sin aberturas Fuente: Elaboración propia. RWIND.....	150
Figura 10.49 Discretización de la toma flotante Fuente: Elaboración propia. CYPE3d.	151
Figura 10.50 Esfuerzos en barras Fuente: Elaboración propia. CYPE3d.	151

Figura 10.51 Especificaciones técnicas claves de acero Fuente: Ortiz Fischer.	152
<i>Figura 10.52 Terrenos ubicados al Norte con el tendido de cañerías Fuente: Elaboración Propia.</i>	155
<i>Figura 10.53 Tendido de cañerías para conexión entre reservorio 2 y3. Fuente: Elaboración Propia.</i>	156
<i>Figura 10.54 Tendido de cañerías terreno escuela agrotécnica Fuente: Elaboración Propia.</i>	157
<i>Figura 10.55 Tendido de cañerías desde reservorio 3 a reservorio 4. Fuente: Elaboración Propia. ...</i>	159
<i>Figura 10.56 Coeficiente de Rugosidad para Tubería nueva. Fuente: Conagua.</i>	161
Figura 10.57 Esquema de Pérdidas por accesorios en cañerías de Succión LRI (s/escala). Fuente: Elaboración propia.	162
Figura 10.58 Esquema de Pérdidas por accesorios en cañerías de Impulsión LRI. Fuente: Elaboración propia.	162
<i>Figura 10.59 Plano de cañerías, de terrenos al norte Fuente: Elaboración propia.</i>	164
Figura 10.60 Esquema de Pérdidas por accesorios en cañerías de Succión LRII. Fuente: Elaboración propia.	166
Figura 10.61 Esquema de Pérdidas por accesorios en cañerías de Impulsión LRII. Fuente: Elaboración propia.	166
<i>Figura 10.62 Plano de cañerías entre reservorio 2 y Reservorio 3 Fuente: Elaboración propia.</i>	168
<i>Figura 10.63 Esquema de Pérdidas por accesorios en cañerías de Succión LRII. Fuente: Elaboración propia.</i>	170
Figura 10.64 Esquema de Pérdidas por accesorios en cañerías de Succión LRII. Fuente: Elaboración propia.	170
<i>Figura 10.65 Plano de cañerías terreno escuela agrotecnica Fuente: Elaboración propia.</i>	172
<i>Figura 10.66 Representación esquemática de bombas. Fuente: Elaboración propia.</i>	173
Figura 10.67 Campo de prestaciones de bombas. LRI Fuente: Pedrollo.	174
Figura 10.68 Datos de prestaciones de bombas. LRI Fuente: Pedrollo.	175
Figura 10.69 Curva y datos de prestaciones (LRI) Fuente: Pedrollo.	177
Figura 10.70 Valores de tensión de vapor y densidad según la temperatura Fuente: iagua.	178
Figura 10.71 Campo de prestaciones de bombas. LRII Fuente: Pedrollo.	180
Figura 10.72 Datos de prestaciones de bombas. LRII Fuente: Pedrollo.	180
Figura 10.73 Curva y datos de prestaciones (LRII) Fuente: Pedrollo.	182
Figura 10.74 Campo de prestaciones de bombas (LRIII) Fuente: Pedrollo.	184
Figura 10.75 Datos prestacionales bomba Fuente: Pedrollo.	184
Figura 10.76 Funcionamiento de un sistema híbrido Fuente: Bombeo solar. Vicente Vernia López.	187
Figura 10.77 Funcionamiento para un sistema híbrido con paso de nubes. Fuente: Bombeo solar. Vicente Vernia López.	188

Figura 10.78 Potencia pico. Fuente: Wikipedia.	189
Figura 10.79 Consumo en amperio bomba (LRI). Fuente: Pedrollo.	189
Figura 10.80 Especificaciones técnicas Inversor. Fuente: Enertik.	190
Figura 10.81 Datos meteorológicos, estación Paysandú. Fuente: Cropwat.	191
Figura 10.82 Parámetros Eléctricos panel solar. Fuente: ADN Solar.	192
Figura 10.83 Parámetros Mecánicos panel solar. Fuente: ADN Solar.	193
Figura 10.84 Producción de energía mensual del sistema Fv FIJO Fuente: Sistema de Información Geográfico Fotovoltaico de la Unión Europea.	193
Figura 10.85 Consumo en amperio bomba (LRI). Fuente: Pedrollo.	194
Figura 10.86 Especificaciones técnicas Inversor. Fuente: Enertik.	195
Figura 10.87 Consumo en amperio bomba (LRIII). Fuente: Pedrollo.	197
Figura 10.88 Especificaciones técnicas Inversor. Fuente: Enertik.	198
Figura 10.89 Planta de fundación para estructura de paneles fotovoltaicos Fuente: Elaboración Propia.	200
Figura 10.90 Panel tipo Fuente: Elaboración Propia.	201
Figura 10.91 Corte- Detalle Panel Solar Fuente: Elaboración Propia.	201
Figura 10.92 Imagen 3D. Panel Solar Fuente: Elaboración Propia.	202
Figura 10.93 Imagen 3D. Panel Solar Fuente: Elaboración Propia.	202
Figura 10.94 Especies a forestar Fuente: Elaboración propia.	204
Figura 10.95 Separación entre árboles y líneas Fuente: Elaboración propia.	205
Figura 10.96 Corte genérico A-A Fuente: Elaboración propia.	205
Figura 10.97 Corte genérico B-B Fuente: Elaboración propia.	206
Figura 10.98 Pendiente del terreno Fuente: Civil 3D.	207
Figura 10.99 Detalle de dimensiones de los surcos y separación Fuente: Elaboración propia.	208
Figura 10.100 Dimensiones del colector. Fuente: Elaboración propia.	209
Figura 10.101 Caudal requerido para cada cantero Fuente: Elaboración propia.	210
Figura 10.102 Cortinas Forestales Fuente: Elaboración propia.	211
Figura 10.103 Esquema cortinas Forestales Fuente: Elaboración propia.	212
Figura 10.104 Especie Ibiripita (Peltophorum dubium) Fuente: Crónicas del Sur del mundo.	212
Figura 10.105 Especie Molle de Beber (Lithraea molleoides) Fuente: ArgentiNat.	213
Figura 10.106 Especie Murta (Myrceugenia glaucescens)	213
Figura 10.107 Especie Dodonaea viscosa.	214

Índice de Tablas

Tabla 5-1 Parámetros límites a monitorear	55
Tabla 6-1 Velocidades en diferentes tipos texturales Fuente: unlp (Facultad de ciencias Agrarias y Forestales)	68
Tabla 6-2 Adaptación de los cultivos	71
Tabla 6-3 Adaptación a las características del terreno.....	71
Tabla 6-4 Consumo de agua.	72
Tabla 6-5 Calidad del agua.	72
Tabla 6-6 Eficiencia de riego.....	72
Tabla 6-7 Control del agua aplicada.	73
Tabla 6-8 Diferencial de altura(cota) para la distribución del agua por gravedad.....	73
Tabla 6-9 Riesgo ambiental.	74
Tabla 6-10 Dispersión de plagas y Enfermedades.	74
Tabla 6-11 Utilización de mano de obra.	75
Tabla 6-12 Conocimiento y sencillez para la instalación y operación del sistema.	75
Tabla 7-1 Matriz FODA.....	78
Tabla 8-1 Velocidad media mensual y anual del viento (km/h) Fuente: weatherspark.	82
Tabla 8-2 Temperaturas máximas, mínimas y promedio en °C. Fuente: weatherspark.....	83
Tabla 8-3 Horas de luz solar en horas Fuente: weatherspark.....	83
Tabla 8-4 Humedad relativa media mensual y anual Fuente: weatherspark	83
Tabla 8-5 Lluvia mensuales y anuales Fuente: weatherspark	84
Tabla 8-6 Zonas de estudio Fuente: Carta de suelos de la República Argentina.	85
Tabla 8-7 Comparativa de especies para forestar.....	100
<i>Tabla 9-1 Volumen de suelo en lagunas</i>	<i>107</i>
Tabla 10-1:Tabla de factores de seguridad. Alternativa 1, solo agua	122
Tabla 10-2:Tabla de factores de seguridad. Alternativa 2, con cargas.....	123
Tabla 10-3:Tabla de volúmenes, laguna de reservorio I.....	125
Tabla 10-4:Tabla de volúmenes, laguna de reservorio II.....	126
Tabla 10-5:Tabla de volúmenes, laguna de reservorio II.....	128
Tabla 10-6:Volumen de suelo en lagunas.....	128
Tabla 10-7 Computo estructura toma	144
Tabla 10-8:Computo metal desplegado	144
<i>Tabla 10-9:Datos altimétricos de terrenos ubicados al norte.....</i>	<i>155</i>
<i>Tabla 10-10:Datos altimétricos tramo cañería entre reservorio 2 y 3.....</i>	<i>156</i>

<i>Tabla 10-11: Datos altimétricos cañería escuela agrotécnica.....</i>	157
<i>Tabla 10-12: Datos altimétricos cañería terrenos de enfrente.....</i>	158
<i>Tabla 10-13: Identificación de los parámetros, terrenos del norte. Fuente: Elaboración Propia.....</i>	160
<i>Tabla 10-14 Diámetro de la cañería de los terrenos hacia el norte y pérdidas de carga. Fuente: Elaboración Propia.</i>	161
Tabla 10-15: Valor de K de los accesorios de cañería de succión (LRI)	163
<i>Tabla 10-16 Pérdidas por accesorios. Fuente: Elaboración propia.</i>	163
<i>Tabla 10-17 Pérdidas totales Fuente: Elaboración propia.</i>	163
<i>Tabla 10-18 Identificación de los parámetros, cañería LRII a LRII Fuente: Elaboración propia.....</i>	165
<i>Tabla 10-19 Diámetro de la cañería de reservorio 2 hacia 3 y pérdida de cargas. Fuente: Elaboración Propia</i>	165
Tabla 10-20: Valor de K de los accesorios de tubería de succión (LRII).....	167
Tabla 10-21: Valor de K de los accesorios de tubería de Impulsión (LRII).....	167
<i>Tabla 10-22: Pérdidas totales (LRII) Fuente: Elaboración propia.</i>	167
<i>Tabla 10-23 Identificación de los parámetros, cañería escuela agro-técnica. Fuente: Elaboración propia.</i>	169
<i>Tabla 10-24 Diámetro de la cañería del terreno de la escuela agrotecnica y sus pérdidas de carga Fuente: Elaboración Propia.</i>	169
Tabla 10-25 Valor de K de los accesorios de cañería de Succión (LRIII)	171
Tabla 10-26 Pérdidas cañería de Impulsión (LRIII).....	171
<i>Tabla 10-27 Pérdidas totales terreno escuela agrotécnica. Fuente: Elaboración propia.</i>	171
Tabla 10-28 Pérdidas para tubería de succión (LRI)	176
Tabla 10-29 Pérdidas para tubería de Impulsión (LRI).....	176
Tabla 10-30: Pérdidas para tubería de succión (LRII)	181
Tabla 10-31: Pérdidas para tubería de Impulsión (LRII)	181
Tabla 10-32 Pérdidas cañería de Succión (LRIII)	185
Tabla 10-33 Pérdidas cañería de Impulsión (LRIII).....	185
Tabla 10-34 Resumen Bombas	186
Tabla 10-35 Resumen Paneles solares.....	199
Tabla 10-36 Especies por hectárea	206
Tabla 10-37 Especies para cortina forestal.....	214

1 INTRODUCCION

El manejo sostenible del agua es uno de los grandes desafíos globales del siglo XXI, particularmente en regiones donde la demanda de recursos hídricos crece debido al desarrollo agrícola, industrial y urbano. En este contexto, la reutilización de efluentes tratados para riego representa una estrategia clave para optimizar el uso del agua y promover una gestión más eficiente y ambientalmente responsable de este recurso.

La ciudad de Colón, ubicada en la provincia de Entre Ríos, Argentina, presenta un ecosistema natural con un alto valor ambiental, caracterizado por sus áreas forestales y su cercanía al río Uruguay. Sin embargo, el crecimiento demográfico y las actividades productivas generan demanda sobre los recursos hídricos. En respuesta a esta situación, el uso de efluentes tratados para riego forestal se presenta como una solución innovadora que no solo reduce la demanda sobre las fuentes de agua dulce, sino que también contribuye al desarrollo sostenible de la región.

El presente trabajo tiene como objetivo diseñar y evaluar una infraestructura adecuada para el riego forestal en la ciudad de Colón, utilizando efluentes tratados. Para ello, se analizarán los aspectos técnicos y ambientales que permitan asegurar un sistema eficiente y seguro para el entorno natural. A través de esta investigación, se busca demostrar cómo la reutilización de efluentes puede contribuir al manejo sostenible de los recursos hídricos, mejorar la calidad de los ecosistemas forestales y, al mismo tiempo, generar beneficios para la comunidad local.

2 CAPITULO 2: RELEVAMIENTO GENERAL

2.1 Departamento de Colón.

Ubicado en la provincia de Entre Ríos, Argentina, el departamento de Colón se encuentra al centro este de la misma sobre la margen del río Uruguay.

Limita al oeste con los departamentos de San Salvador y Villaguay, al norte con el departamento de Concordia, al sur con el departamento de Uruguay, y al este con la República Oriental del Uruguay.



Figura 2.1|Ubicación geográfica del departamento Colón.

Fuente: Wikipedia.

2.2 Ciudad de Colón

Colón es un municipio del distrito Primero del departamento Colón (del cual es cabecera) en la provincia de Entre Ríos, República Argentina. Es el cuarto más pequeño de la provincia con 2.890 km² y el sexto más poblado con 75.091 hab. según el censo de 2022.

El municipio comprende la localidad del mismo nombre, la localidad de Colonia Hughes y un área rural. Es considerada como una de las ciudades más pintorescas de Argentina. Dista 267 km de la ciudad de Paraná, la capital provincial.



Figura 2.2 | Ubicación de la ciudad de Colón en el departamento.

Fuente: Wikipedia

2.3 Relieve y suelo.

El relieve muestra frecuentes depresiones locales y se eleva hacia el Oeste, lo que determina pendientes generales hacia el Este, evidenciadas por algunos de los cursos de agua con relevancia ambiental. Entre ellos, cabe destacar: Arroyo Artalaz y Arroyo De la Leche, que bordean la Planta Urbana al Norte y al Sur, respectivamente, delimitando además la zona de playas de Colón, que se extiende por todo el frente urbano oriental sobre el Río Uruguay.

Los suelos de la región pertenecen mayoritariamente al orden Vertisol, ricos en arenas y aptos para cultivos labrados y pastoreo. Seguidos en cuanto a superficie ocupada por Molisoles y Entisoles, ocupando el 45%, 36% y 8% de la superficie respectivamente.

Se distinguen dos tipos o casos:

- **Suelos arenosos rojizos profundos:** aptos para forestación y plantaciones de citrus. Sus limitaciones principales son la baja fertilidad y capacidad de retención de agua, lo que los hace prácticamente ineptos para uso agrícola.
- **Suelos arenosos pardos:** son arenosos, con material arcilloso de profundidad variable. Su aptitud para uso agrícola es mayor que los anteriores porque tanto su fertilidad como su capacidad de retención de agua, también son mayores.



Figura 2.3 |Cursos de agua lindantes a la ciudad.

Fuente: Plan estratégico de turismo sustentable de Colón

2.4 Gobierno

El gobierno municipal de la ciudad de Colón está constituido por 2 órganos: uno ejecutivo y otro deliberativo. El poder ejecutivo municipal está encabezado por la Presidencia Municipal, con tres Secretarías:

- de Gobierno y Políticas Sociales y Salud
- Secretaría de Obras y Servicios Públicos
- Secretaría de Hacienda, Turismo y Cultura.

De la Presidencia Municipal dependen de forma directa el I.M.A. (Instituto Municipal de Artesanías), el Asesor Legal, el Amitur (Asociación Mixta de Turismo de Colón) y la Coordinación de Prensa.

El Concejo Deliberante es el órgano Legislativo Municipal y ejerce un rol deliberativo. Es Presidido por el Vicepresidente Municipal junto con el Departamento Ejecutivo, encabezado por el presidente Municipal. Éstos conforman el gobierno de la ciudad de Colón, Entre Ríos.

ORGANIGRAMA MUNICIPAL

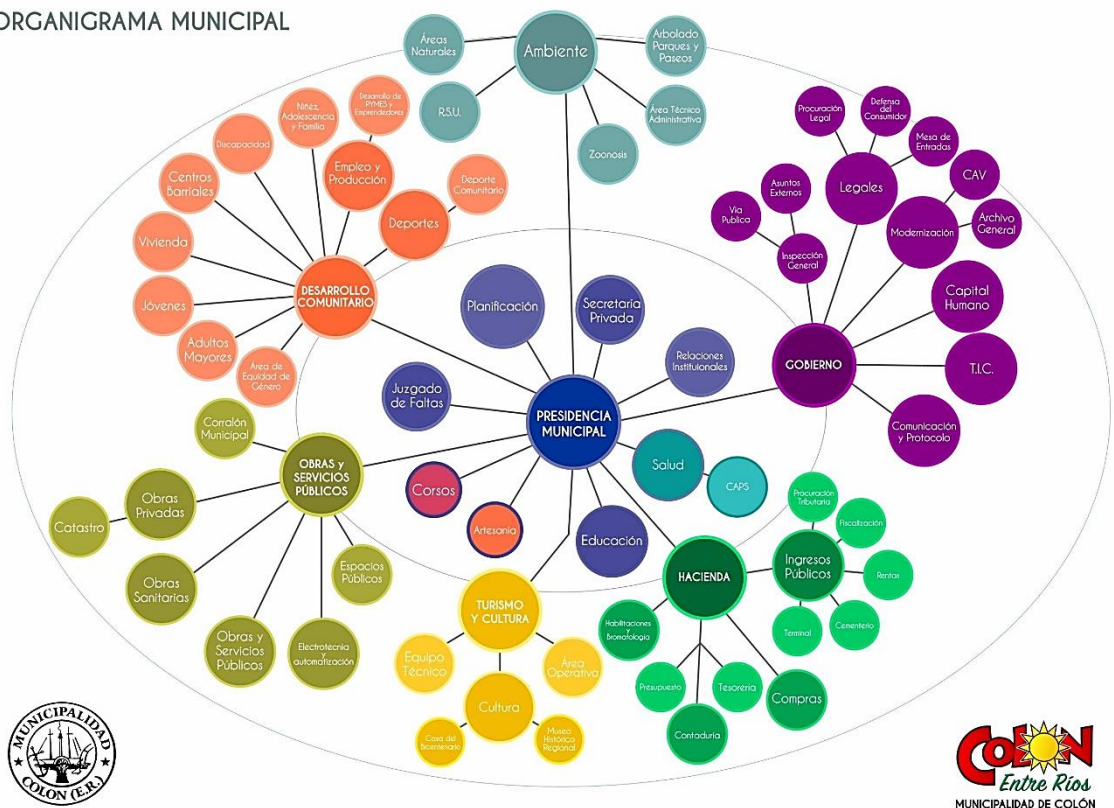


Figura 2.4|Organigrama municipal Colón, Entre Ríos.

Fuente: web municipal

2.5 Economía

Con la fundación de la ciudad comienza su primer gran ciclo económico, íntimamente relacionado con la actividad agropecuaria y el comercio. Este primer ciclo agropecuario se extiende hasta las primeras décadas del siglo XX incluyendo el origen y desarrollo de varias colonias agrícolas en los alrededores de la ciudad. El puerto de Colón fue donde se reflejó esa intensa actividad económica con la llegada y salida de productos.

Ya en el siglo XX se vislumbra un segundo gran ciclo económico vinculado a la actividad industrial. La instalación de la gigantesca fábrica de conservas de carne en Pueblo Liebig dio un fuerte impulso a la actividad económica regional. Del mismo modo se desplegó la actividad minera con la explotación de la arena y el canto rodado reuniendo a varias empresas del sector.

Por otra parte, uno de los legados agropecuarios de los primeros colonos se fue plasmando en el adelanto de la avicultura. El sector, pasó de los humildes orígenes con pequeñas granjas de gallinas para la venta de huevos a convertirse en las actuales grandes empresas que lideran el mercado nacional de carne avícola. Superando los vaivenes de la actividad, la

avicultura no sólo logró sobrevivir, sino que se impuso al punto de ser uno de los principales soportes de la actual economía regional.

Sin embargo, la actividad minera y la industria de la conserva de carne no corrieron la misma suerte y comenzaron a decaer alrededor de la misma época, en la década de 1970. La gran fábrica de conservas de carnes Liebig cerró sus puertas. Por su lado, la actividad minera fue desapareciendo ante los cambios de la construcción que comenzó a preferir yacimientos de la provincia de Buenos Aires.

De los tres pilares de la economía regional (avicultura, conservas de carne y minería) cayeron dos generando un severo golpe negativo en la sociedad. La reacción fue apostar al turismo. Esta actividad se estaba impulsando incipientemente desde décadas anteriores y se convirtió en la salida económica de muchas familias.

El tercer gran ciclo económico de la ciudad es el actual donde el turismo se visualiza desde el Estado y desde la actividad privada como la principal actividad local. Esta nueva realidad no es arbitraria ni casual, sino que es la consecuencia de una evolución histórica del turismo en Colón.

2.5.1 Industria.

Cuenta con un Área Industrial de aproximadamente 12 hectáreas, ubicada estratégicamente sobre la Ruta Nacional 14, a 2,5 km de la ciudad. En el mismo se encuentran emplazadas 4 industrias, además de la estación reguladora de presión de gas natural que abastece a las ciudades de Colón y Paysandú.

Además, cabe destacar que actualmente se encuentra en pleno desarrollo un Parque Industrial Mixto Binacional entre las ciudades de Colón y Paysandú, el cual contará con más de 90 lotes a lo largo de 85 hectáreas.

2.5.2 Agricultura

Entre los cultivos tradicionales tiene gran predominio el arroz y en menor medida el maíz. En la orilla del Río Uruguay se desarrolla la horticultura bajo cubierta, favorecida por el agua a poca profundidad y los suelos arenosos.

2.5.3 Avicultura

Otro aspecto a destacar es que en este departamento se encuentran localizadas casi un 20% de las granjas y plantas de incubación avícola de la provincia.

Dentro del rubro se cuenta con producción primaria, industrialización y comercialización.

La provincia presenta una importante especialización en la producción avícola de carne.

2.5.4 Apicultura

La potencialidad que presentan las condiciones agroecológicas en la provincia, la posicionan como la segunda productora de miel después de Buenos Aires. Territorios como los humedales del delta, ofrecen a las colmenas distancia de las zonas de fumigación y elaborar así un producto orgánico tanto para el mercado interno como para la exportación.

La ciudad de Colón ofrece características geográficas ideales para la producción de miel de primera calidad.

2.5.5 Forestación.

El departamento Colón presenta aproximadamente un 37% del total de la superficie forestada de la Provincia, atribuyéndose una cantidad de 56.980 Ha forestadas, que se dividen en su gran mayoría entre Eucalipto (90%) y Pino (10%).

Estas forestaciones se encuentran hacia el norte del departamento Colón en su gran mayoría y en menor medida hacia el sur del mismo. Se ubican hasta aproximadamente 30 km de las márgenes del Río Uruguay, debido a que requieren un suelo arenoso para lograr un crecimiento rápido.

Las industrias que este sector abastece en la Provincia son muchas PyMES, descartándose:

- 178 aserraderos.
- 18 plantas de preservación de madera.
- 2 fábricas de producción de tableros aglomerados.
- 1 fábricas de tableros MDF.
- 1 planta de pellets.
- 1 procesadora de resina de pino.

2.6 Demografía.

La superficie del ejido urbano es de 9,876 km².

En lo respecta a los datos censales se utilizará el Censo 2010 con sus respectivas proyecciones de crecimiento debido a que los actuales no son confiables.

Según el censo de 2010 la población del municipio de Colón era de 24.835 habitantes. Aplicando el método de las tasas decrecientes se puede inferir la población actual:

$$P_f = P_0(1 + i)^n$$

Donde

P_f = población futura

P_0 = población inicial o al año cero

i = tasa media anual de crecimiento

$i = 0.0183$

n = número de años entre el año cero y el año de proyección

$P_{2023} = 24.835 (1 + 0.0183)^{13} = 31.438$ habitantes

2.7 Clima y Precipitaciones.

El clima en Colón es templado húmedo de llanura, sin situaciones extremas, con una media anual de precipitaciones de 1200 milímetros y variabilidad interanual.

Los veranos son cálidos, húmedos, con precipitaciones y mayormente despejados, los inviernos son frescos y parcialmente nublados. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de 8 °C a 32 °C y rara vez baja a menos de 2 °C o sube a más de 36 °C.

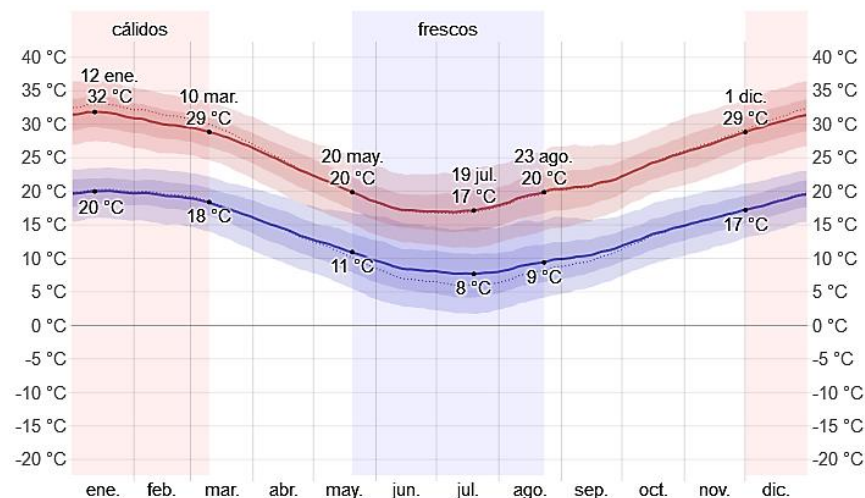


Figura 2.5 | Temperaturas máximas y mínimas promedio Colón

Fuente: weatherspark.

En cuanto a las precipitaciones, la temporada más lluviosa dura 6,6 meses, de 7 de octubre a 25 de abril, con una probabilidad de más del 27 % de que cierto día será un día lluvioso. El mes con más días de lluvia es febrero, con un promedio de 9,6 días con por lo menos 1 milímetro de precipitación con un promedio mensual de 137 mm.

La temporada más seca dura 5,4 meses, del 25 de abril al 7 de octubre. El mes con menos días de lluvia es julio, con un promedio de 5,6 días con por lo menos 1 milímetro de precipitación, con un promedio mensual de 51 mm.

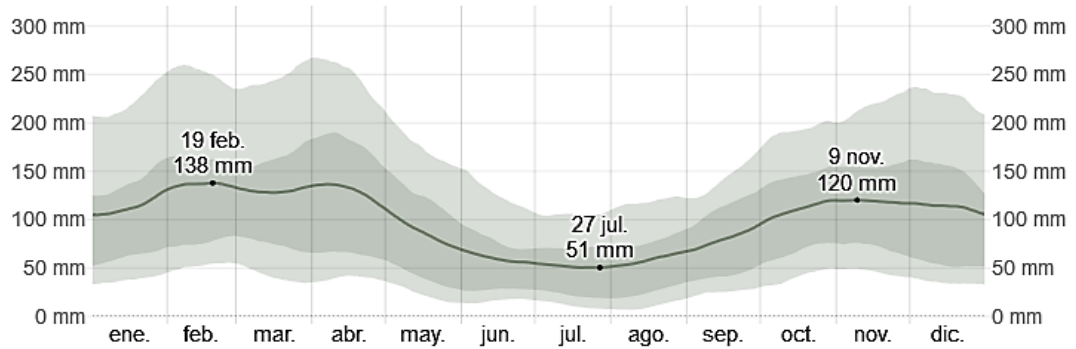


Figura 2.6|Promedio mensual de lluvias

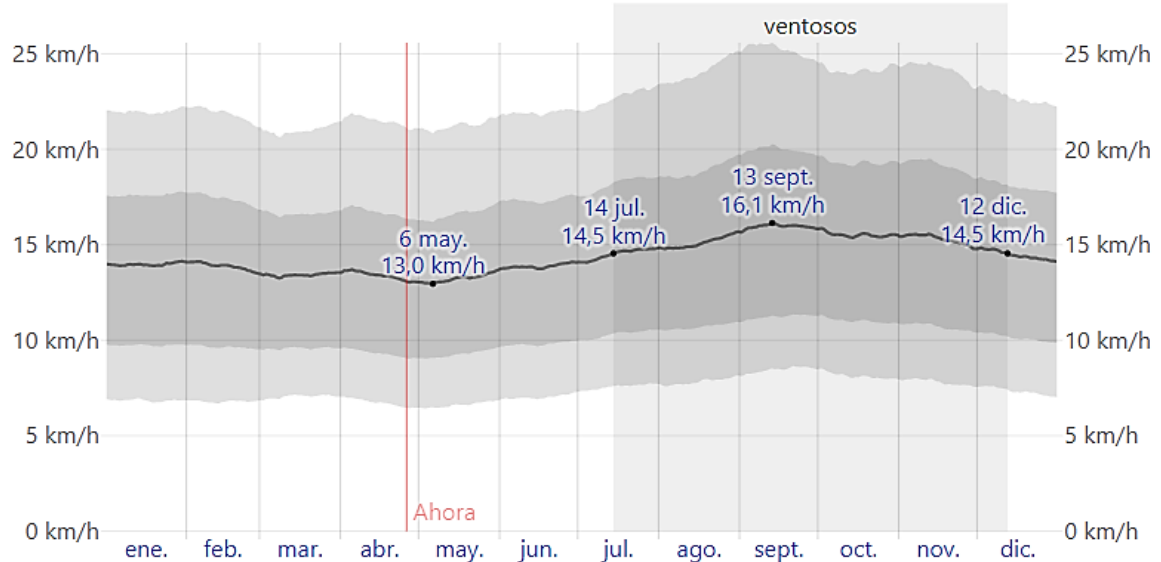
Fuente: weatherspark.

En lo que respecta al viento, la velocidad promedio del viento tiene variaciones estacionales leves.

La parte más ventosa del año dura 5 meses, del 14 de Julio al 12 de diciembre, con velocidades promedios de 14,48 km/h. El mes más ventoso es septiembre con velocidades promedio de 16,9 km/h.

En lo que respecta a los meses más calmos, esto es, del 12 de diciembre al 14 de Julio, el mes más tranquilo de Colón es mayo con un promedio de 13,2 km/h.

[Vínculo](#) [Descargar](#) [Comparar](#) Datos históricos: 2023 2022 2021 2020 2019 2018 2017 2016 2015

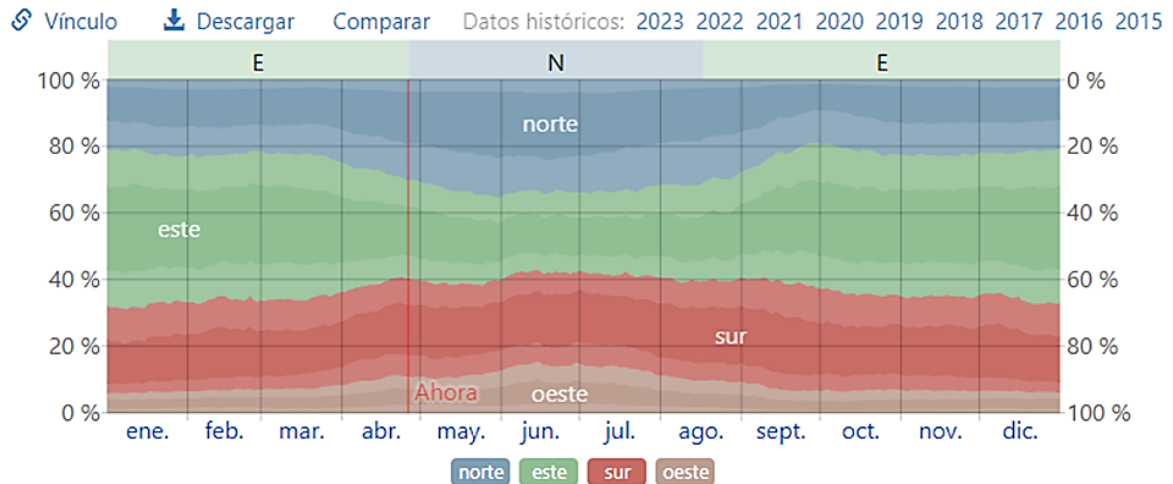


El promedio de la velocidad media del viento por hora (línea gris oscuro), con las bandas de percentil 25° a 75° y 10° a 90°.

Figura 2.7| Velocidad promedio del viento en Colón

Fuente: weatherspark.

La dirección predominante es también varía según la época del año. Del 26 de abril al 17 de agosto, el viento predominante proviene del norte. Luego del 17 de agosto al 26 de abril el viento predominante proviene del este.



El porcentaje de horas en las que la dirección media del viento viene de cada uno de los cuatro puntos cardinales, excluidas las horas en que la velocidad media del viento es menos de 1,6 km/h. Las áreas de colores claros en los límites son el porcentaje de horas que pasa en las direcciones intermedias implícitas (noreste, sureste, suroeste y noroeste).

Figura 2.8| Dirección del viento en Colón.

Fuente: weatherspark.

2.8 Servicios

Para la elaboración de éste punto se toma como referencia, el trabajo realizado por Casas I., Erramuspe M. y Graziani A. (21 de agosto de 2020) en su Proyecto Final: Relocalización Terminal de Colón, Entre Ríos, UTN – FRCU, Concepción del Uruguay. Actualizando y agregando información que consideramos pertinente para nuestro trabajo.

A continuación, se citan datos previamente estudiados sobre los servicios que ofrece la ciudad.

2.8.1 Agua Potable

Colón cuenta con una planta de agua potable ubicada en calle Bolívar y Avenida Quirós, con una producción de 640 m³/h, 14.720 m³/día, lo cual, considerando un consumo promedio de 250 l/persona, equivale a 58.880 personas. Por otro lado, se considera una pérdida del 30%, dando como resultado final un abastecimiento a 41.216 personas. Debido a que no era suficiente para la población estimada en temporada 2018/2019, se llevó a cabo la obra de la Nueva Toma de agua cruda, con un caudal extra de 370 m³/h, y se construyeron dos nuevas plantas compactas, con una producción total de 120 m³/h.

Las cañerías que componen la red son muy variadas en cuanto a diámetros, materiales y edades. Las del casco urbano antiguo tienen aproximadamente 35 años de antigüedad y están hechas de asbesto - cemento, y las de la periferia, donde la ciudad se ha expandido, son de policloruro de vinilo (PVC). La cobertura del servicio de agua potable alcanza el 89% (9.830 conexiones) de la población estable de la ciudad.

En resumen, habiendo considerado todos los detalles de los planos propios del municipio, las cañerías de asbesto - cemento tienen diámetros, en mm, de 60, 75, 100, 125, 150, 200, 250, 300; las de PVC 50, 63, 75, 90, 110, 125, 140, 160, 200, 250, 315; y unas pocas de acero 250 y 350. También se ven 56 válvulas exclusas, 2 tanques elevados y 6 pozos de abastecimiento.

Las cañerías mencionadas se extienden por toda la ciudad en un total de 138 km (teniendo en cuenta Barrio ProCreAr y Barrio 60 Viviendas Rurales en las afueras de Colón), de los cuales sólo 60 km fueron reemplazados en los últimos 20 años. Los ejecutados sin especificar fecha son 25 km de asbesto-cemento y 52 km de PVC.

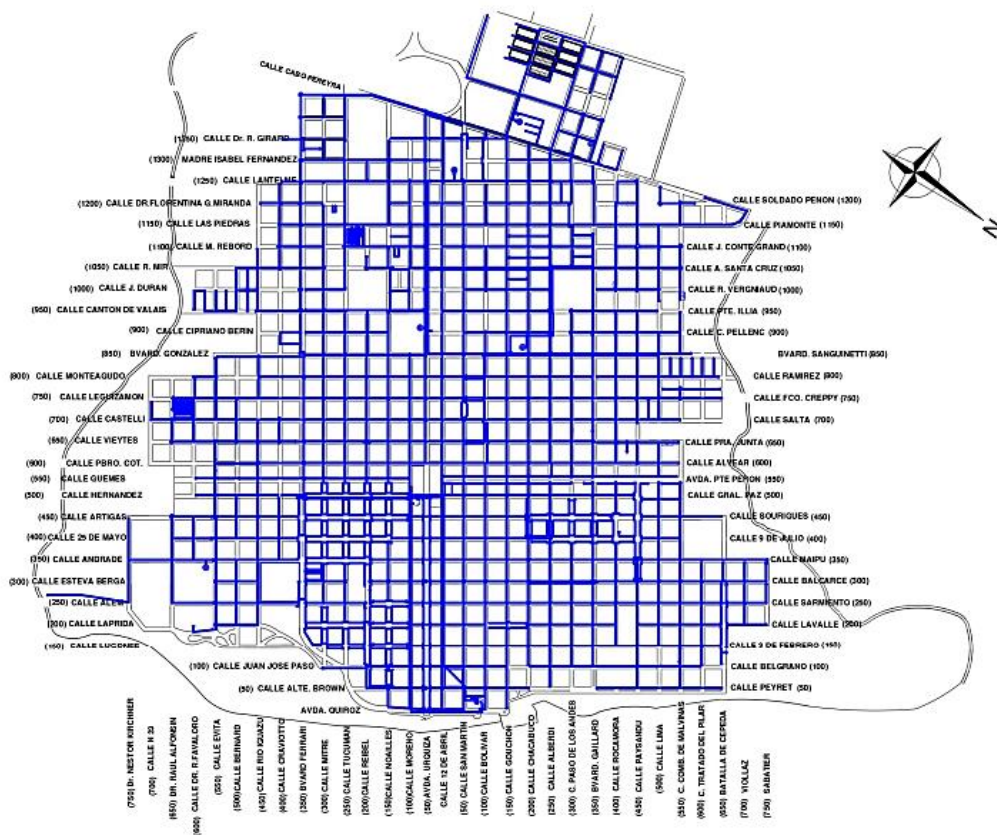


Figura 2.9| Red de agua potable.

Fuente: Municipalidad de Colón

2.8.2 Residuos Sólidos Urbanos

La recolección se realiza teniendo en cuenta la orientación de las calles con respecto a 12 de abril. Por otro lado, se recolecta todos los días en calles principales.

El servicio es prestado por la municipalidad con camiones de caja abierta y caja compactadora. Además, se realiza la recolección de ramas y escombros, con período semanal, de acuerdo a las 5 zonas establecidas para ello.

Los 30.000 kg aproximados de residuos sólidos urbanos son dispuestos, según su procedencia, en planta de reciclaje ubicada en el ejido urbano, o en el relleno ubicado en el extremo de calle Mir.

2.8.3 Arbolado Público

Se encuentran distintas variedades como Fresnos, Paraísos, Ligeros, Espumillas, Olmos y Tipas, entre otros; existiendo una buena cobertura general. Esta sección está a cargo de la sección municipal “Parques y Paseos”.

2.8.4 Alumbrado Público

Las luminarias existentes en la planta urbana son por lo general lámparas de sodio de 150/250 W y lámparas mezcladoras de 160 W. El servicio es prestado por el Municipio, y la mano de obra para el mantenimiento fue licitada, por lo que el servicio se encuentra tercerizado.

2.8.5 Red Pluvial

La red pluvial consiste, en la mayoría de los casos, en canales a cielo abierto, con paredes revestidas y sin revestir. Los desagües subterráneos corresponden a cruces de calles (alcantarillas) y a entubamientos en ciertas zonas urbanas. Hace poco se realizó el entubamiento, por el cantero central del Bulevar Gaillard, desde la calle 9 de Julio hasta Alejo Peyret, para desembocar en el margen del río Uruguay. Actualmente se están tapando los canales abiertos de calle Bolívar.

La ciudad cuenta con veintiuna cuencas, siendo las de mayor importancia social las diez primeras:

- Cuenca Sauce
- Cuenca Gaillard
- Cuenca Centro Norte
- Cuenca Centro Sur
- Cuenca Parque Quirós

- Cuenca Güemes
- Cuenca Salta
- Cuenca Illia
- Cuenca Lantelme
- Cuenca Oeste
- Cuenca Sur
- Cuenca Termas
- Cuenca Combatientes de Malvinas
- Cuenca Mercante Lima
- Cuenca Rocamora
- Cuenca Sabatier
- Cuenca Sur Menor
- Cuenca San Francisco
- Cuenca Cantón de Valais
- Cuenca 135
- Cuenca Oeste Menor

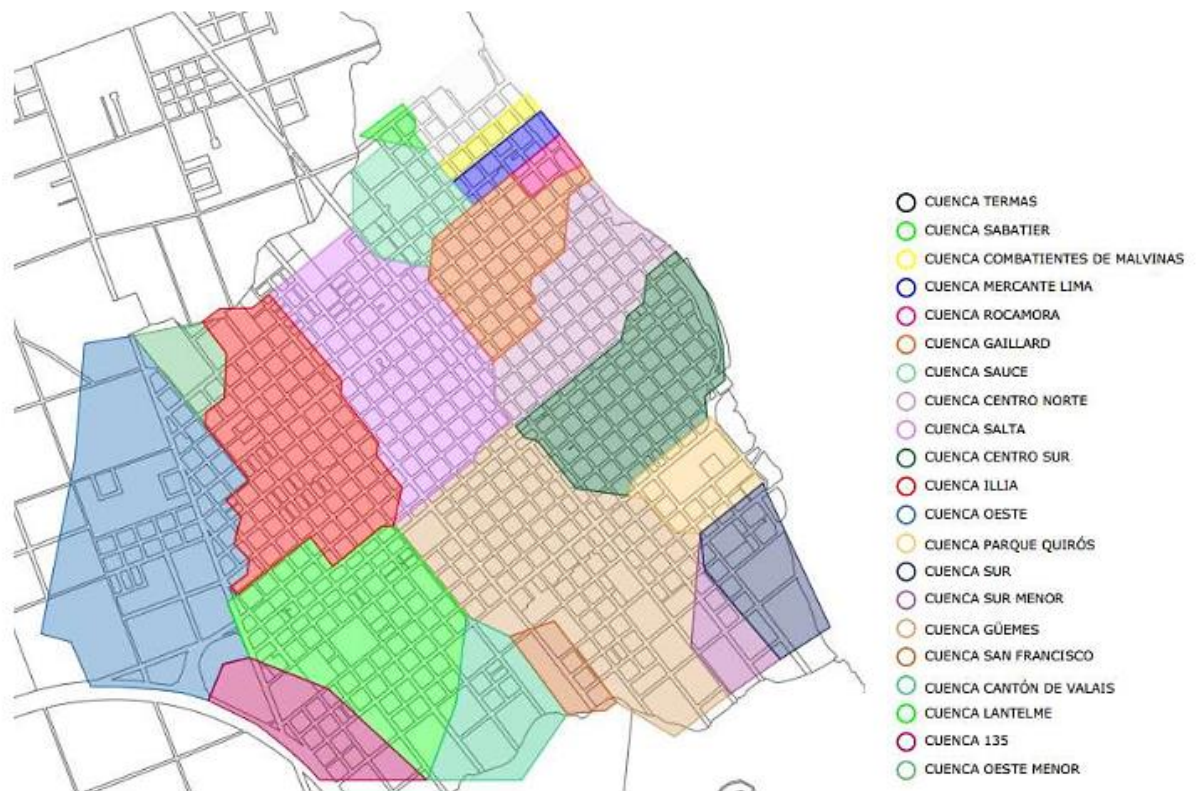


Figura 2.10|Cuencas urbanas de Colón.

Fuente: municipalidad de Colón

La ciudad se caracteriza por estar rodeada de efluentes naturales: dos arroyos, Artalaz y de la Leche; y el río Uruguay.

Su terreno posee amplios desniveles, originando serios inconvenientes para la infraestructura a la hora de conducir aguas de lluvia en la superficie. Se ve cotidianamente, en toda la ciudad, casos de calles de ripio deterioradas, viviendas inundadas, desmoronamientos de canales a cielo abierto, lavado de material bajo obras de arte y pavimentos, siendo las cuencas más perjudicadas Cuenca Salta, Illia, Sabatier, Combatientes de Malvinas, Centro Norte y Sur, y Güemes.

Cuenca Sauce se encuentra al norte de la ciudad, en aproximaciones a Avenida Perón. Desemboca en el Arroyo Artalaz. Se caracteriza por una amplia zona construida por debajo de la cota de inundación, viéndose afectados numerosos vecinos en la creciente del río Uruguay. Sus calles son de ripio, en su mayoría sin cordón cuneta, por lo que se deterioran en ocasiones de lluvias importantes.

Cuenca Gaillard es una de las que más ha sido mejorada en los últimos años, mediante entubaciones de hormigón prefabricado, dirige las aguas de precipitaciones hacia el Río

Uruguay. Se encuentra a lo largo del bulevar homónimo, adyacente al río. En crecientes del río la misma se halla casi en su totalidad inundada.

Las Cuencas Centro Norte y Sur se encuentran circundantes a la zona céntrica de Colón, con sus calles pavimentadas o adoquinadas, y mayor superficie impermeable. Se observa que hay gran deterioro en pavimentos recientemente elaborados, y serias roturas a la margen del río, por el cruce de aguas de lluvia. El agua de precipitaciones es recolectada por un entubamiento que se dirige hacia el puerto de la ciudad, por un lado, y hacia Camping Piedras Coloradas, por el otro. En los últimos años ha mejorado considerablemente con la ejecución de un conducto en la zona del hospital, en aproximaciones de calle Andrade. En algunas zonas cuenta con canales revestidos de hormigón, que fueron tapados hace poco tiempo por seguridad y falta de mantenimiento.

Cuenca Parque Quirós, abarca en su mayor parte la zona de Parque Quirós, Camping Inkier y playas. Es evidente el mal escurrimiento en la zona del río en Playa Inkier donde, por las fuertes pendientes, el escurrimiento rompe considerablemente las calles en las zonas bajas, con zanjas de hasta 15 cm de profundidad, obstaculizando el tránsito en una zona fuertemente turística.

Cuenca Güemes se halla en la zona sur de la ciudad, desembocando en el arroyo de la Leche. Tiene serios problemas por inundación en zonas bajas debido a la construcción de viviendas por debajo de la cota de evacuación, tanto por crecientes como por precipitaciones. Sus calles son de ripio, la mayoría sin cordón cuneta.

Cuenca Salta, es una de las cuencas con mayores problemáticas de Colón, encontrándose en la zona central de la ciudad hacia el norte, por lo que desemboca en el Arroyo Artalaz. La misma ya ha sido intervenida, aunque todavía requiere atención. Ya existen proyectos para abordarla.

Cuenca Lantelme es aquella ubicada en zonas aledañas al cementerio municipal de la ciudad, con diversos problemas como rotura de calles por escurrimiento pluvial, inundación a través el Arroyo de la Leche, e incluso importantes inundaciones en calle Ferrari por precipitaciones, alcanzando hasta 1 m dentro de las viviendas más bajas.

Cuenca Illia, por su lado, está muy deteriorada, siendo evidente la mala escorrentía de las aguas de lluvia. Se caracteriza por varios canales abiertos sin revestimiento, en su mayoría obstruidos por sedimentos y construcciones de vecinos. Esto provoca zanjas no deseadas, lavado del relleno de los cordones cuneta, imposibilidad de ingreso a viviendas, transporte del material de calles hacia zonas bajas, siendo todo esto peligroso para el tránsito de vehículos.

2.8.6 Red Cloacal

La ciudad cuenta con un sistema de red cloacal que sirve a aproximadamente un 86% de la población. Las características de la ciudad, con fuertes pendientes que generan depresiones, impiden el trabajo por gravedad del sistema haciendo necesaria la utilización de estaciones de bombeo en los puntos bajos de las cuencas como solución al problema.

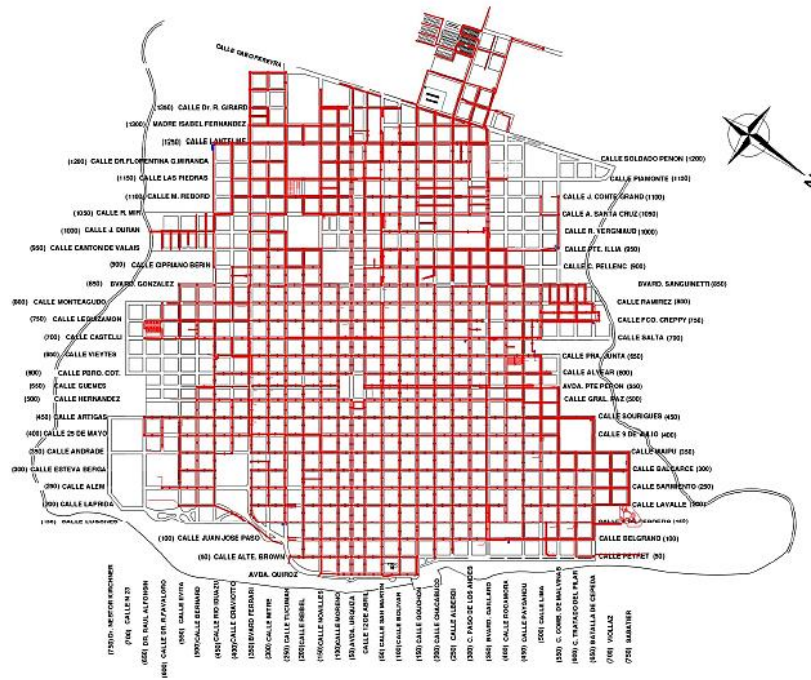


Figura 2.11 | Red Cloacal

Fuente: Secretaría de Obras y Servicios Públicos, Municipalidad de Colón.

Colón cuenta con 10 estaciones de bombeo, ubicadas en inmediaciones de:

- Vieytes y Río Iguazú
- Lugones y Tucumán
- Salta y Paso de los Andes
- Vergniaud y Gaillard
- Primera Junta y Pasaje
- Belgrano y Rocamora
- Sourigues y Cepeda
- Lantelme y Río Iguazú
- Illia y Combatientes de Malvinas
- Barrio 60 viviendas rurales

Dichas estaciones bombean a lagunas de tratamiento ubicadas en calle Río Iguazú y Cantón de Valláís, las que se utilizan para disposición y tratamiento final de los afluentes y consisten en el denominado sistema australiano con cuatro lagunas (dos anaeróbicas y dos facultativas). Se puede observar que las mismas se ubican, en conjunto con un basural, dentro de una zona residencial.

El servicio de mantenimiento y reparaciones está a cargo de la Dirección de Obras y Servicios Públicos de Obras Sanitarias Municipales.

2.9 Geografía y Accesos.

2.9.1 Acceso Vial

La ciudad de Colón, capital del Departamento, se encuentra a 295 Km de Paraná y a 320 Km de Buenos Aires. Se encuentra vinculada con la Región a través de la Ruta Nacional 14, que atraviesa el territorio en forma paralela y al costado de la traza de la ex vía de Ferrocarril General Urquiza y la Ruta Nacional 135 que la vincula a través del Puente Internacional Colón-Paysandú con la República Oriental del Uruguay.

El acceso norte del ciudad se conecta por medio de la ruta nacional N.º 130. Este eje de circulación es importante ya que vincula a la región que se conoce como “Tierra de Palmares”

El estado de las vías de comunicación es bueno en general, pero existe aún un porcentaje importante de las vías internas que no cuentan con pavimento.



Figura 2.12| Rutas y Accesos a Colón.

Fuente:entrieriostotal

La conectividad regional con la urbana se da a través de la trama primaria constituida por vías internas y caminos, que se grafica en el siguiente esquema:

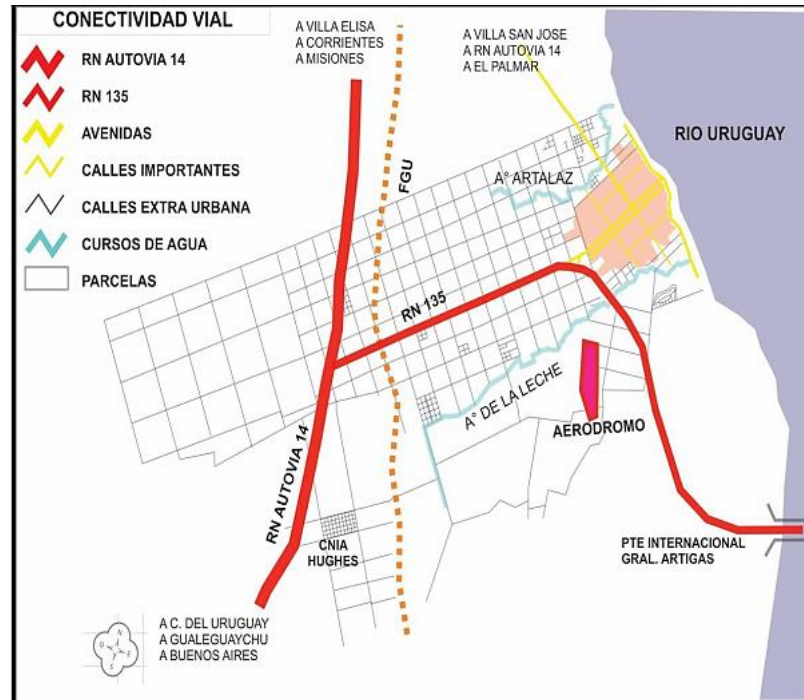


Figura 2.13| Accesos en la ciudad.

Fuente: Plan estratégico turismo sustentable

Internamente, las vías principales de tránsito serán:

- Av. Pres. Juan Domingo Perón: Comunica la RN N°130 proveniente de la ciudad de Villa San Jose con el centro de la ciudad de Colón.
- Av. San Martín: El acceso principal y de mayor circulación turística, ya que conecta la RN N°135 con el centro de la ciudad.
- Bifurcación Av. San Martín, Av. Cabo Primero Pereyra, Av. Ricardo López Jordan: Accediendo por la Av. Cabo Primero Pereyra, al norte, se llega al Bv. Gaillard, que permite llegar de forma directa a la costa de la ciudad y a uno de los balnearios principales como lo es la Playa Norte Colón. La Av. Ricardo
- López Jordan, al sur, conecta con el Bv. Ferrari, por el cual se llega al Parque Quiros y también al Puerto de la Ciudad.

2.9.2 Acceso Fluvial

En lo que hace a la comunicación por vía fluvial, al ser una ciudad que se encuentra sobre el Litoral de Entre Ríos, se desarrolla sobre la costa del Río Uruguay por lo que está vinculada directamente a este, y cuenta con una infraestructura portuaria que permite llegar a la ciudad con buques de hasta 3,35 m de calado.

2.10 Flora y Fauna.

La vegetación natural (monte semixerófilo, selva en galería, praderas de porte medio y pastos en matas) se concentra sobre todo en las orillas de ríos y arroyos debido a las intensas actividades agropecuarias de la zona que han causado en gran parte su eliminación y el enmalezamiento. Una particularidad de la zona es la vigencia de consorcios de palmera yatay, que ha dado origen a la creación del Parque Nacional El Palmar, 35 km al Norte de Colón, con un área de 8.500 ha. Se caracteriza por los bosques en galería y la selva formada por arrayanes, laurel, mataojos y sauces. La palmera Yatay forma un manchón casi puro en Colón donde es posible encontrar ejemplares que alcanzan los 200 años de edad.

Entre las innumerables especies de animales a las que sirve de refugio podemos encontrar gato montés, zorro del monte, vizcachas, ñandúes, insectos, reptiles, pequeños roedores, zorrinos y aves típicas tales como pájaros carpinteros, ñandúes y perdices.

2.11 Transporte.

Actualmente no hay servicio de transporte público en la Ciudad de Colón. Pero hay líneas locales como J. C. Otero Viajes y Expreso Pino que viajan desde Colón a la ciudad de San José y El Brillante.

Por otro lado, hay otras líneas que se mueven tanto dentro de la Provincia de Entre Ríos como fuera de la misma, todas se nuclean en la Terminal de Ómnibus de Colón. Algunas de ellas son:

- Rápido Tata.
- Flecha Bus.
- Río Uruguay.
- Nuevo Expreso.
- Encon.

3 CAPITULO 3: ANTECEDENTES.

3.1 Antecedentes Internacionales

La utilización de las aguas residuales data de tiempos remotos, ya que la mayoría de los pueblos de antigua tradición agrícola han utilizado los efluentes como fertilizantes de sus cultivos.

Pero fue recién durante la primera mitad del siglo XX, se comenzó a reutilizar el agua de forma planificada, destinando agua para usos agrícolas, con un aprovechamiento controlado en algunas partes de Europa, Australia y Estados Unidos.

Se estima que un 10% de los cultivos del mundo son regados con aguas residuales, ya que su reutilización está teniendo amplia aceptación en muchas partes del mundo. Por ejemplo, en países del Sudeste Asiático (como China con más de un millón y medio de hectáreas irrigadas), de América latina y de África, el riego con aguas residuales se hizo durante décadas de manera espontánea y no planificada por parte de los agricultores más pobres de las áreas urbanas y periurbanas. En los países desarrollados el uso planificado del agua residual tratada es más común como es el caso de Israel, Australia, Alemania y Estados Unidos. En Israel, el 67% del agua residual es usada para riego; en India, el 25% y en Sudáfrica, el 24%.

En los alrededores de Ciudad de México que es la segunda ciudad más grande del mundo, se riegan con los efluentes municipales alrededor de 140.000 hectáreas de cultivo agrícola. De igual modo se hace en la India con más de 70.000 hectáreas bajo riego de efluentes.

En cuanto al uso de aguas residuales en sistemas forestales, muchos países del Mediterráneo y Oriente han implementado estas técnicas. Este es el caso de Marruecos, Argelia, Túnez y Egipto, entre otros.

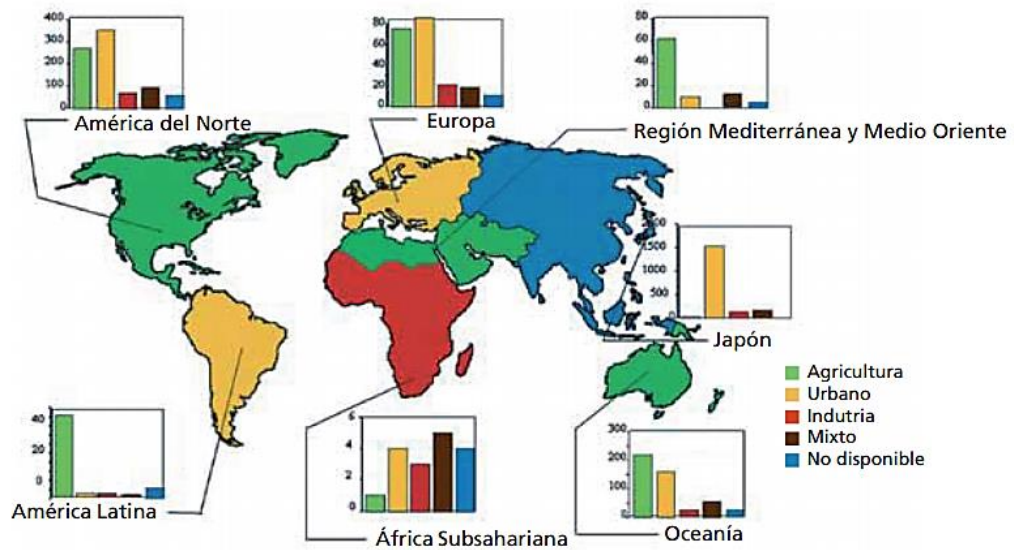


Figura 3.1| Reutilización de aguas residuales en el mundo. Año 2006

Fuente Aquarec

3.2 Antecedentes Nacionales

Experiencias en lo que respecta al aprovechamiento de las aguas residuales en la República Argentina pueden encontrarse en numerosas regiones del país, muchas veces poco reglamentadas y controladas. La falta de legislación a nivel nacional lleva a que cada provincia, en el mejor de los casos, genere sus propias reglamentaciones en cuando al reuso de sus efluentes tratados.

La provincia de Mendoza reutiliza el 37% de sus efluentes urbanos tratados para riego agrícola, siendo uno de los sistemas de reuso de aguas tratadas más conocidos por su antigüedad y extensión. El caso más conocido es de campo espejo que se encuentra en la localidad de Las Heras, al Oeste de la Ruta Nacional 40.

Inicialmente, la Planta de Tratamiento de Efluentes Cloacales de Campo Espejo fue construida con un tratamiento primario, pero como era de esperarse resultó insuficiente para reuso agrícola, desde el punto de vista sanitario. Por esta razón, en 1998, se inauguró la nueva planta de tratamiento mediante el agregado de una laguna secundaria y de este modo se logró el abatimiento de coliformes fecales. En la actualidad, la planta de tratamiento cuenta con 12 series de 3 lagunas cada una: primaria, secundaria y de maduración, trata un volumen diario de 128.000 m³/día.

La fiscalización de efluentes es llevada a cabo por el personal de Dirección de Policía y Calidad del Agua, quienes evalúan que los resultados obtenidos se encuentren dentro de los

establecido en la Resolución N.º 400/03 HTA. La misma establece, los parámetros a determinar, frecuencia de mediciones y límites máximos establecidos de acuerdo con el tipo de tratamiento. Cuenta con una superficie aproximada de 2900 hectáreas, en las cuales se plantan 14 especies diferentes, entre ellas: Vid, hortalizas, bulbos, olivos, cultivos forrajeros, Álamos, Cultivos de frutas, Almendras, tubérculos, pasturas y eucaliptos. El sistema de riego utilizado es mixto entre ellos encontramos: Melga sin pendiente - Por surco sin desagüe al pie - Por riego subsuperficial - Por riego localizado (cinta o emisores para goteo).



Figura 3.2: Vista satelital –Lagunas de tratamiento de Campo Espejo
 Fuente: observatorioaguamza



Figura 3.3|Imagen Satelital de las Lagunas de Campo Espejo y el ACRE respectivo.
 Fuente: www.observatorioaguamza.com



Figura 3.4|ACRE Campo Espejo. Acequias conductoras de agua tratada
 Fuente: www.observatorioaguamza.com



Figura 3.5|Plantaciones regadas con aguas residuales. Campo Espejo.
 Fuente: www.observatorioaguamza.com

La mayoría de las ciudades costeras de la Patagonia, al igual que otras ciudades del país, se encuentran en zonas con escasez de agua y/o costosa provisión de agua potable. Como aspectos positivos, dichas ciudades tienen un tamaño entre pequeño y mediano, cuentan con espacio físico en las adyacencias del ejido urbano y, en una importante proporción, cuentan con una planta de tratamiento para sus aguas residuales.

En algunas de estas localidades ya se están llevando a cabo experiencias de reuso. Tal es el caso del balneario de **Las Grutas**, en la provincia de Río Negro, en donde se aprovechan

sus efluentes tratados para el riego de olivares y el campo de golf. Existen además algunos emprendimientos productivos en Comodoro Rivadavia, Puerto Madryn y Rada Tilly, en la provincia de Chubut, en los que se aprovechan los efluentes tratados con fines forestales y agrícolas.

En las localidades de Cutral Có y Plaza Huincul de la provincia de Neuquén se encuentra en evaluación un anteproyecto de reuso de las aguas residuales urbanas para uso productivo bajo sistemas agroforestales. Se pretende aprovechar las aguas residuales de ambas ciudades para desarrollar plantaciones en macizos, producción de forrajes bajo la protección de cortinas forestales y la generación de pulmones verdes en ambas localidades para mejorar la calidad de vida de sus habitantes.

Otro antecedente respecto a riego forestal es del de Adelia María de la provincia de Córdoba, este proyecto lleva más de 20 años en funcionamiento y su sistema de lagunas facultativas riega una superficie forestal de 34 hectáreas mixta de pinos, álamos, sauces, eucaliptos.

La red recoge 500.000 litros de líquidos cloacales por día de la localidad, los cuales ingresan a la planta de saneamiento. Su primer tratamiento se realiza a través de métodos físicos o primarios. Después, los líquidos se dirigen a las lagunas de depuración, donde se disminuye notablemente la carga de materia orgánica que contienen. Los efluentes tardan alrededor de un mes y medio en atravesar las lagunas y luego el agua, ya tratada, es llevada por caños hasta los canales de riego de la plantación forestal.

El proyecto comprende un área recreativa para la comunidad (una especie de corredor deportivo cercado por especies de mayor valor maderero) y un arboreto, donde se plantarán especies de todo el mundo (con sentido educativo para niños y adultos).

3.3 Antecedentes Regionales

En lo que respecta a los antecedentes regionales, podemos encontrar varios casos muy cercanos a nuestra zona.

Como plan de remediación por parte de las empresas frigoríficas de la región, siendo las mismas pioneras en una visión a futuro de producción sustentable y tomando medidas de responsabilidad social empresarial, existen varios casos de empresas que están buscando alternativas para evitar volcar en crudo a los cursos de agua los desechos líquidos resultantes de su proceso productivo.

En lo que procede hablaremos de tres frigoríficos de la zona y por último el caso de Colonia Ayuí.

3.3.1 Frigorífico Fadel

El frigorífico Fadel, que se encuentra a 5.8 km al suroeste de la localidad de Primero de Mayo, departamento Uruguay, Entre Ríos, el mismo cuenta con 12 has destinadas a riego forestal, con plantaciones de diferentes especies como pinos, álamos y sauces, pudiendo con dicho proyecto eliminar el vuelco de su efluente al arroyo. Los nutrientes aportados por el efluente tratado harán posible lograr un alto rendimiento de madera en esa forestación implantada con material forestal de genética destacada y conducida con buenas técnicas forestales tanto en las labores silvícolas como en el cuidado general.

El efluente llega a los espacios forestados a través de un sistema de surcos o acequias de fácil mantenimiento que se ubicarán entre las líneas de plantación. El sistema de lagunaje recibe un efluente desde la planta industrial de 1.300m³ por día de faena que proyectados a 260 días hábiles sumarán 338.000 m³ teóricos/ año, que se vuelcan a las lagunas facultativas.

Durante el 1° año se procederá a regar con agua de perforación por medio de cisterna móvil, para lograr la adaptación y prendimiento de las plantas, comenzando con riego de efluentes tratado a partir del 2° verde, es decir a partir del 2° año de implantada la parcela.



Figura 3.6 | Implatación riego forestal Fadel

Fuente: Ing. Fernando Raffo



Figura 3.7|En la primera imagen se observan las plantaciones de pinos y sauces y en la segunda imagen las plantaciones de álamos.

Fuente: Ing. Fernando Raffo

3.3.2 Frigorífico Calisa

El segundo antecedente en la zona es el de la planta frigorífica Calisa. El análisis de la propuesta de utilizar un sistema forestal como tratamiento de efluentes líquidos de la planta frigorífica de Calisa surge como la necesidad de dar respuesta a una problemática actual que consiste en el cumplimiento de la normativa ambiental vigente en la provincia para vuelco en cuerpos superficiales.

En este caso el efluente tratado obtenido por el sistema lagunar instalado, es utilizado con fines productivos y remediativos para el riego de una superficie de 30 has. forestadas.



Figura 3.8|Imagen satelital del predio con factibilidad para forestación.

Fuente: Ing. Fernando Raffo

El efluente tratado llega a los espacios forestados a través de un sistema de surcos o acequias de fácil mantenimiento, de diseño novedoso para proteger la sanidad de la forestación y que en los primeros años agrega una “superficie de lagunaje” de 60.000 m², y una capacidad

volumétrica de 7.750 m³ conformada por los 77.5 km de recorrido de las acequias dentro de las 30 has. forestadas a razón de 100 litros de efluente tratado por metro lineal.

Las 30 hectáreas forestadas están compuestas por dos especies: 15 Ha de álamos, 15 has de pinos.

Estas superficies en su diseño contemplan un equilibrio para el uso del efluente tratado a través del año, teniendo en cuenta que las especies latifoliadas (álamos) estarán inactivas (dormancia) durante los meses de invierno.



Figura 3.9 | Plantaciones en frigorífico Calisa
 Fuente: Ing. Fernando Raffo

El sistema de cañerías y transporte del efluente se realiza desde la planta frigorífica con una bomba que impulsa el efluente por unos 1500 metros, por cañerías de PVC. Una vez en el predio se dispone de un sistema hidráulico que contempla posibilidades de ampliación y de sectorización de los turnos de riego. En cada surco se hace un inserto a la cañería de conducción con una llave que permite regular el caudal ingresante.



Tendido de caños



Colocación de insertos



Riego de surcos

Figura 3.10|Trabajos de colocación de tuberías para riego

Fuente: Ing. Fernando Raffo

3.3.3 Frigorífico Bonnin Hnos.

Otro sistema de riego forestal a mencionar es el realizado por el frigorífico Bonnin Hnos ubicado en la intersección de la ruta nacional 14 y la ruta provincial 135, inmediaciones a la ciudad de Colón. En la planta de faena se tratan 1200m³ de efluente líquido por día, el mismo es tratado en un sistema compuesto por un equalizador, DAF (equipos de separación de partículas sólidas, grasas y aceites, para clarificar aguas residuales) una laguna anaeróbica y tres facultativas. Posteriormente el efluente tratado se utiliza para regar aproximadamente 8200 ejemplares de Álamos Conti 12, los cuales se encuentran en un lote de 10ha cercano a las instalaciones del frigorífico. La laguna 4 posee un sistema de rebalse, el cual conduce el efluente hacia el biofiltro, para luego llegar hasta el punto de vuelco en la cañada.

La tecnología utilizada para el bombeo es una bomba trifásica de 5KW, conectada a un chupador flotante que se encuentra en una balsa y que cuenta con un colector en donde se hayan instalado válvulas que aseguran el correcto funcionamiento del sistema. El efluente es conducido por cañerías de pvc apto para presión de diferentes diámetros, luego de lo cual en cada canal hay una manguera de 1/2 de diámetro con una válvula que ayuda a regular el caudal. También al final de las líneas hay una purga para la limpieza. La bomba es alimentada por un sistema fotovoltaico consistente en 18 paneles de unos 400 w de potencia cada uno y un inversor que regula la tensión y la corriente que alimenta a la bomba.

Los caudales de riego responden a las necesidades ambientales de cada estación, esperando disponer del 100% del caudal disponible durante el verano, y en el invierno el 60% con la superficie forestada actualmente. Si bien no se prevé una ampliación en la planta si se deberá proyectar una ampliación en la zona de plantación ya que la superficie forestada está en función de los caudales de vuelco, si no se aumenta esta superficie debería disminuirse la cantidad de litros de agua por ave faenada. Pensando en la posible ampliación, está abierta la posibilidad de usar estos caudales futuros para riego agrícola (maíz).

La zona se ha visto beneficiada a nivel flora y fauna, ya que se observan variedades de aves como patos, teros comunes y reales, chiflones, etc. La forestación les ha servido para su resguardo, reproducción y alimentación.

El proyecto contempla la realización de análisis de suelo de acuerdo con la normativa de la resolución N ° 554/15 a completarse cuando la plantación alcance una edad mayor.

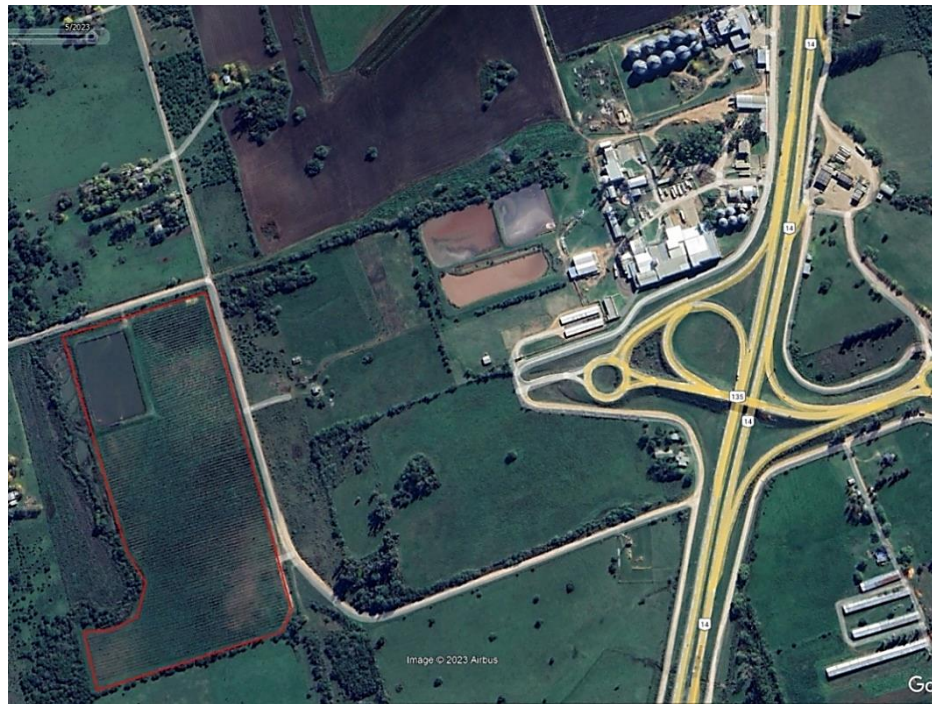


Figura 3.11| Predio forestal. Bonnín Hnos

Fuente: Google Earth



Figura 3.12| Reservorio forestal. Bonnin Hnos

Fuente: Elaboración Propia



Figura 3.13|Lagunas riego forestal. Bonnin Hnos

Fuente: Elaboración propia



Figura 3.14| Riego forestal. Bonnin Hnos

Fuente: Ing. Raffo, Fernando

3.3.4 Colonia Ayuí

También dentro de la región debemos mencionar a Colonia Ayuí, que es una localidad de 3000 habitantes ubicada en el perilago de Salto Grande. Los efluentes cloacales de la misma eran vertidos al lago de la Represa Salto Grande a través de un sistema primario de rejillas y un tratamiento secundario de lagunas. Esto provocaba frecuentes floraciones algales en las aguas del lago Salto Grande producto de la eutrofización.

Buscando disminuir el aporte de nitrógeno y fósforo en el lago sin afectar otros recursos y evaluar el comportamiento de una plantación de *Eucalyptus grandis* irrigada con efluentes cloacales se instaló una estación de bombeo y filtrado que permitió conducir los efluentes a un predio ubicado a 2000 m de la descarga original.

Posteriormente se instaló un sistema de riego por goteo en 12 Ha en un lote donde se había realizado una replantación con distancia cada 3m (manteniendo 3 has libres para una posible zona de reservorio hídrico). El distanciamiento entre los goteros era de 1 m, la distancia entre las líneas de goteo de 3 m y el caudal de los goteros es de 3,6 l/h. El sistema de riego es por módulos, con 4 módulos de 3 has. Luego de algunas correcciones el caudal de los efluentes llegó a 200m³/día.

Durante un año se logró disminuir los valores de nitrógeno y fósforo de 198 kg/ha a 22 kg/ha.

En el suelo donde se ubica la plantación regada se registró una disminución del pH hasta los 40 cm de profundidad desde la superficie.

Cuando llegue la edad de tala de la plantación se deberán medir los niveles de nitrógeno y fósforo del suelo y decidir en base a ellos y a las necesidades de los organismos cuál será el destino de la instalación.

Cabe destacar como antecedente que este proyecto se financió de manera conjunta entre entes privados y estatales.



Figura 3.15 | Ubicación plantación forestal Colonia Ayuí.

Fuente: Google Earth



Figura 3.16|Sistema de lagunaje para tratamiento de efluentes.

Fuente: Telam



Figura 3.17|Mediciones en suelo.

Fuente: Telam



Figura 3.18 | Plantación *Eucalyptus grandis*.

Fuente: Telam.



Figura 3.19 | Gabinete de bombas de sistema de riego.

Fuente: Telam.



Figura 3.20 | Imagen comparativa de plantación con y sin riego.

Fuente: ruralnet

4 CAPITULO 4: OBJETIVOS Y PLAN DE NECESIDADES.

4.1 Objetivo general

- Minimizar el vuelco del efluente tratado proveniente de la ciudad de Colón en el río Uruguay con tecnologías basadas en la naturaleza.

4.2 Objetivos particulares o específicos.

- Estudiar las características de los sistemas de riego con aguas residuales, buscando que sea los más eficiente y amigable con el medioambiente. Valorar beneficio/costo de cada sistema, mediante la aplicación de softwares.
- Estudiar las características topográficas e hidrológicas del lugar, tales como precipitación, tipo de vegetación, capacidad de infiltración, altimetría, planimetría, tipos de suelos, etc. que nos permita seleccionar el sistema de riego más adecuado, utilizando la mayor parte de agua residual.
- Diseño y dimensionado de las lagunas de reservorio y cálculo de movimiento de suelo.
- Desarrollar el cálculo de cañerías de conducción, cámara repartidora, cálculo de caudales futuros, toma flotante, selección de bombas y paneles solares.
- Diseño de cortina forestal.

4.3 Plan de necesidades

Para mejorar el saneamiento integral de la ciudad de Colón se trasladan las lagunas de tratamientos de efluente a un sector al sur de la ciudad. Proyectaremos que agua tratada en esta planta de tratamiento sea reutilizada en un sistema de riego forestal en un terreno lindante a las lagunas.

Para esto deberemos constatar las siguientes necesidades:

- Analizar la topografía del suelo, su edafología e hidrología para establecer los parámetros óptimos para los sistemas de riego. En cuando a la topografía, se deberán estudiar las pendientes y las cotas de nivel del terreno; la consistencia del suelo y su permeabilidad.
- Teniendo en cuenta factores como el tipo de suelo, las características climáticas de la región y las necesidades hídricas, establecer cuáles serán las especies que se usarán en la forestación.

- Determinar la cantidad y la calidad del agua necesaria y el tipo de riego adecuado para las especies de árboles seleccionados.
- Decidir, en base a las características del terreno, la disponibilidad de recursos, las necesidades de las especies elegidas y los costos, la técnica de riego que se proyectará, o la posible combinación de estas respondiendo a las necesidades hídricas.
- Diseñar el plan para el transporte y distribución eficiente del agua tratada desde las lagunas de tratamiento cloacal hasta las áreas de plantación. Esto implica cálculos de caudales y cañerías, instalación de redes de tuberías, cámara repartidora, tomas flotantes, bombas, sistemas de control, etc.
- Establecer un sistema de monitoreo y control para supervisar la calidad del agua utilizada para el riego, la cantidad de agua suministrada a las plantaciones y la eficiencia del sistema en general.
 - Proporcionar un entorno propicio para la flora y fauna locales, fomentando la biodiversidad y creando un hábitat sostenible involucrando a la comunidad local.

5 CAPITULO 5: MARCO NORMATIVO

La secretaria de Ambiente de la Provincia de Entre Ríos ante la necesidad de gestionar las actividades productivas y de servicios, que, como producto de sus procesos, afectan la calidad del agua de los cursos superficiales, generando impacto sobre las cuencas, ubicadas en el territorio sometido a jurisdicción provincial, promulgó la Resolución N ° 554 con fecha del 13/11/2015 que establece:

Artículo 1: Disponer que todo establecimiento productivo, industrial y/o de servicio instalado o por instalarse en el territorio provincial, cuyos efluentes líquidos puedan ser reutilizados como riego forestal, cumplan con lo establecido con la resolución”.

Artículo 2: Aprobar los límites de emisión para riego forestal de las actividades productivas industrial y/o servicio, según lo dispuesto en el Anexo I en la presente.

Artículo 3: Aprobar el plan de monitoreo para riego forestal de las actividades productivas industrial y/o servicio, según lo dispuesto en el Anexo I en la presente.

Artículo 4: Disponer que para la aplicación de la presente resolución sea condición, sine qua non, la obtención del Certificado de Aptitud Ambiental dispuesto según el Decreto 4977/09.

Los límites admisibles de los principales parámetros de calidad establecidos en el Anexo I que mínimamente deben monitorearse y los establecidos en el Anexo I de la ley 6260 se detallan en la tabla siguiente:

PARÁMETRO	UNIDAD	LÍMITE
Temperatura	°C	≤ 45
Ph	upH	6,5-8,5
Sólidos sedimentables 2hs	ml/l	≤ 30
Sólidos suspendidos totales	mg/l	≤ 150
Sólidos disueltos totales	mg/l	≤ 1.400 mg/l
Sulfuros	mg/l	≤ 0,1
Cianuros	mg/l	≤ 0,1
Hidrocarburos	mg/l	≤ 1,0
Cloro Libre	mg/l	≤ 1,0
Coliformes totales	UFC/100ml	10.000
Coliformes fecales	UFC/100ml	2.000
DBO	mg/l	≤ 150
Sustancias fenólicas	mg/l	≤ 0,1
Sustancias reactivas al azul de metileno SAAM (detergentes)	mg/l	≤ 1,0
Sulfatos	mg/l	≤ 300
Cloruro	mg/l	≤ 140
Hierro (soluble)	mg/l	≤ 0,1

Hierro (total)	mg/l	≤ 5,0
Manganeso (soluble)	mg/l	≤ 0,1
Manganeso (total)	mg/l	≤ 0,2
Cinc	mg/l	≤ 0,1
Niquel	mg/l	≤ 0,2
Cromo total	mg/l	≤ 0,1
Cadmio	mg/l	≤ 0,01
Selenio	mg/l	≤ 0,02
Plomo	mg/l	≤ 0,2
Mercurio	mg/l	≤ 0,01
Cobre	mg/l	≤ 0,2
Fluor	mg/l	≤ 1,0
Litio	mg/l	≤ 2,5
Aluminio	mg/l	≤ 5,0
Bario	mg/l	≤ 0,7
Boro	mg/l	≤ 1,0
Cobalto	mg/l	≤ 0,1
Arsénico	mg/l	≤ 0,01
Plaguicidas organoclorados totales	mg/l	≤ 0,05
Plaguicidas Organifosforados totales	mg/l	≤ 0,1
Calcio	mg/l	≤ 300
Sodio	mg/l	≤ 500
Potasio	mg/l	≤ 10
Carbonatos	mg/l	≤ 30
Bicarbonatos	mg/l	≤ 300
Magnesio	mg/l	≤ 60
Nitratos	mg/l	≤ 5,0
Nitrógeno total	mg/l	≤ 105
Nitrógeno amoniacal	mg/l	≤ 75
Nitrógeno Orgánico	mg/l	≤ 30
Fósforo total	mg/l	≤ 30
Sólidos solubles en eter (grasas)	mg/l	≤ 100
Relación de absorción de sodio (RAS)	mg/l	≤ 10
Conductividad	ms/cm	< 2000

Tabla 5-1 Parámetros límites a monitorear

Fuente: Decreto Provincial N ° 554

6 CAPITULO 6: PLANTEO DE SOLUCIONES A LA PROBLEMÁTICA

Se plantea el aprovechamiento del efluente cloacal por medio de un sistema de riego forestal. Dentro de este podemos encontrar 3 tipologías de riego bien definidas:

- Por goteo/inmersión.
- Por aspersión
- Por Surcos.

6.1 Alternativa 1

La alternativa estudia el diseño de un sistema de riego por goteo.



Figura 6.1 | Riego por goteo

Fuente: pngwing

También se le denomina riego gota a gota. Esta clase de riego es utilizada en zonas en las que el agua escasea y optimiza ese recurso de una manera considerable. El efluente se aplica a través de una red de pequeños emisores colocados en la superficie del suelo que distribuyen el agua a través de goteros, humedeciendo la zona de las raíces de cada una de las plantas, sin necesidad de mojar toda la superficie del suelo. Este sistema se puede utilizar con todo tipo de suelos y topografía y no requiere una preparación especial del terreno. En suelos permeables, como arenas, la dispersión de agua alrededor de cada emisor puede ser pequeña. lo que requiere el uso de muchos emisores y, por lo tanto, aumenta el costo. Con un diseño, mantenimiento y programación de riego adecuados, se elimina la escorrentía y se pueden controlar con precisión las fracciones de drenaje profundo y lixiviación. Debido a que este sistema produce una buena aireación del suelo al no saturar toda la zona de raíces, puede ser particularmente útil cuando se aplican efluentes con alta DBO. Un sistema de goteo es más fácil de quitar y volver a instalar

que los aspersores y, por lo tanto, es más compatible con la cosecha y otras operaciones silvícolas.

A la tubería se le pincha un gotero, que será el encargado de suministrar el agua de forma muy controlada. El agua debe suministrarse con alta frecuencia. Por otro lado, se pueden adquirir tuberías que ya tienen incorporado el goteo en la propia tubería. Esto significa que será mucho más fiable que otros tipos de riego, puesto que no hay que manipular la manguera para instalarle el gotero. Además, los goteros que vienen instalados están perfectamente integrados, evitan obstrucciones mediante el drenaje de las impurezas y ofrecen varios caudales. Los goteros se pueden espaciar en un patrón proporcionando uno o más por árbol o a intervalos regulares para producir un camino humedecido continuo a lo largo de la hilera de árboles. Una práctica común en las plantaciones regadas con efluentes es usar un gotero fino a lo largo de cada fila cuando los árboles se plantan por primera vez y el uso de agua es bajo. Para fomentar un sistema de raíces uniforme y extendido, se puede agregar una segunda línea en el medio de cada bahía a medida que la plantación se acerca al cierre del dosel.

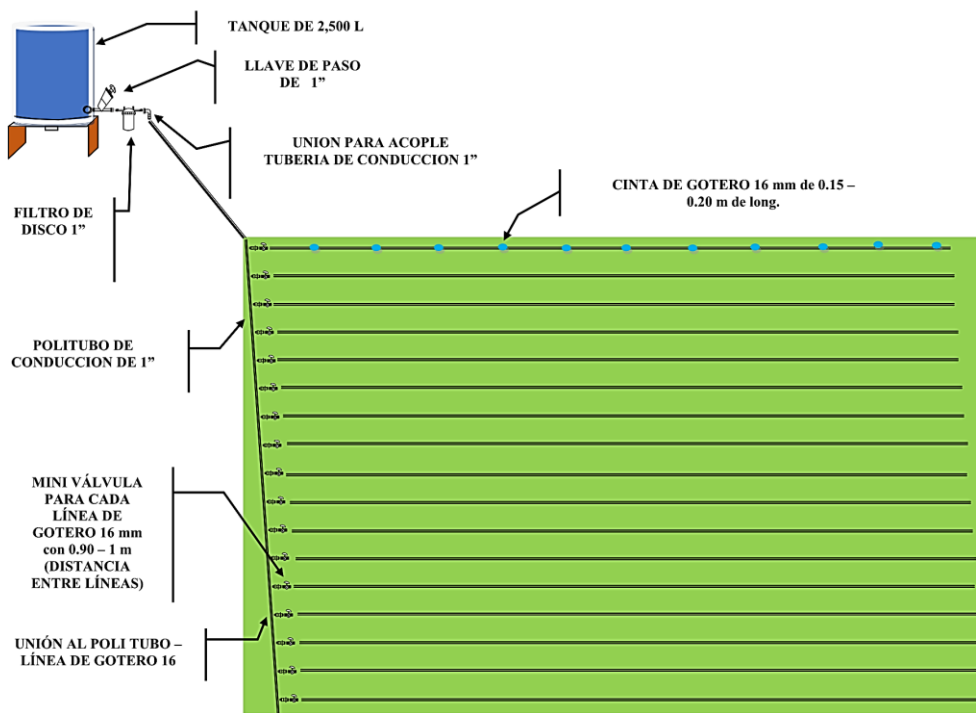


Figura 6.2 | Esquema de funcionamiento de un sistema de riego por goteo
 Fuente: Instituto de capacitación del Oriente (ICO). Sistema de riego tecnificado.

Los pasajes angostos en los goteros los hacen vulnerables al bloqueo por partículas suspendidas o algas, y por lo tanto una buena filtración y cloración son esenciales. En las plantaciones de árboles, las líneas de goteo estarán cubiertas por hojarasca, lo que dificultará la detección de goteros obstruidos. El uso de goteros con pasajes más grandes disminuirá el riesgo de obstrucción, por lo que se deben emplear goteros con una tasa de descarga relativamente alta. Un sistema de filtración capaz de eliminar partículas más grandes que aproximadamente un sexto del diámetro del paso más estrecho es esencial. El lavado periódico de las tuberías laterales también reduce el riesgo de obstrucción.

Algunos sistemas de goteo se pueden enterrar bajo tierra para reducir el riesgo de contacto humano con el efluente. Estos sistemas se utilizan comúnmente para el riego de parques urbanos y campos de juego. Sin embargo, son caros y difíciles de mantener y requieren un alto nivel de gestión y muy buena filtración. También fomentan el desarrollo de sistemas de raíces concentrados, en lugar de esparcidos, y por lo tanto rara vez se utilizan en las plantaciones de árboles.

6.1.1 Componentes de un sistema de riego por goteo.

6.1.1.1 Fuente de Presión

Puede ser una Bomba, la cual se encarga de suministrar el agua con la presión necesaria para el sistema de riego.

O tal vez un estanque de almacenamiento que se encuentre ubicado por lo menos 10 metros sobre el nivel del terreno a regar (pendiente a favor), de esta manera aprovechar el potencial gravitacional del agua.



Motobomba



Reservorio de agua

Figura 6.3 | Fuente de presión

Fuente: Instituto de capacitación del Oriente (ICO). Sistema de riego tecnificado.

6.1.1.2 Red de conducción (aducción)

Conduce o transporta el agua desde la fuente existente o desde la bomba hacia los cabezales, a través de tubería de PVC o politubo; así mismo permite conducir el agua hasta la parcela agrícola donde se instalarán las cintas de goteo.

Se pueden utilizar politubos con diámetro (1" - 1 ½" - 2", etc.) dependiendo del caudal que se suministrar.

6.1.1.3 Cabezal de riego

Es el lugar donde podemos retener el agua para ser filtrada antes de distribuirla por las mangueras o cintas de goteo.

También en el cabezal se pueden disolver fertilizantes y otros productos agrícolas que pueden ser aplicados junto con el agua de riego.

El cabezal de riego está constituido básicamente por los siguientes elementos:

- Válvula de aire
- Unidad de fertilización
- Filtro de anillas
- Manómetro.

			
Válvula de aire, sirve para eliminar las bolsas de aire que perturban el flujo de agua.	Manómetro, sirve para medir la presión.	Inyector Venturi + caudalímetro, permite la inyección de la fertilización.	Filtro de anillas. Para separar las partículas que contiene el agua, mismas que pueden provocar la obstrucción de los emisores. Cabe mencionar que el filtro puede ir directamente instalado en la red de aducción.

Figura 6.4 | Elemento de cabezal de riego

Fuente: Instituto de capacitación del Oriente (ICO). Sistema de riego tecnificado.

6.1.1.4 Mangueras o cintas de riego

Son las que se conectan a la red de conducción a través de la mini válvula y van formando una red de distribución en toda la parcela a lo largo de las hileras o surcos del cultivo.

Las cintas y/o microtubos permiten emitir caudales de 1 a 2 litros/hora por cada gotero (ubicados cada 0.20 a 0.60 m) dependiendo el tipo de cinta a utilizar y el tipo de cultivo.

Existen diferentes tipos de cintas y microtubos utilizados; la selección de materiales depende del cultivo y tamaño de la superficie de riego:



Cinta de goteo



Microtubo con gotero integrado



Gotero insertable/regulable para frutales

Figura 6.5 | Mangueras o cintas de riego

Fuente: Instituto de capacitación del Oriente (ICO). Sistema de riego tecnificado.



Goma + mini válvula espiga.
Se utiliza para controlar el paso de agua, regular la presión y el caudal.

Conector de cinta/ Uso para cintas dañadas

Llave de paso
Controla el paso de agua y regula la presión del agua.

Figura 6.6 | Accesorios para riego por goteo

Fuente: Instituto de capacitación del Oriente (ICO). Sistema de riego tecnificado.

El sistema consta de sectores diferentes que se denominan:

- Subunidad de riego: es el área que se riega con una válvula o cabezal de campo.
- Unidad de riego: es la superficie que se riega simultáneamente tomando un conjunto de subunidades de riego.
- Operación de riego: es la superficie que se riega a la vez en el conjunto de unidades de riego.

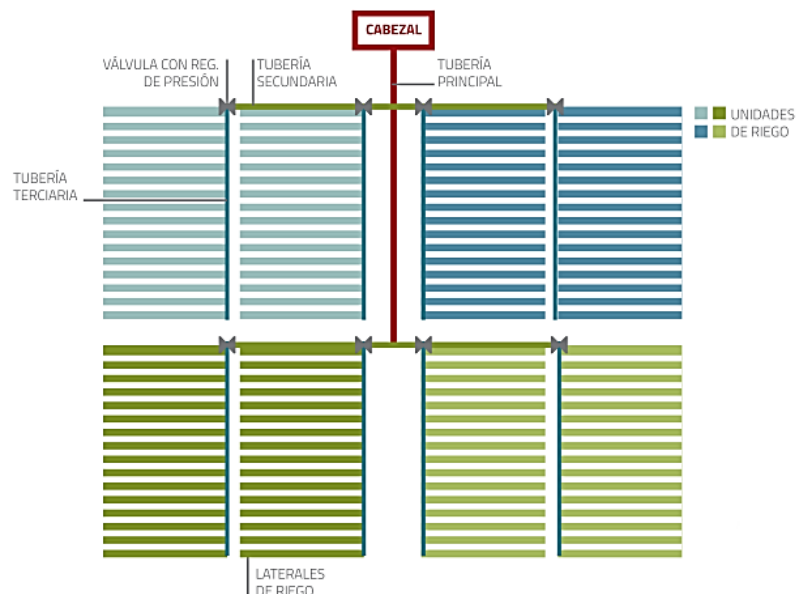


Figura 6.7 | Imagen de un sistema de riego presurizado

Fuente: Prosap.

6.1.2 Ventajas del riego por goteo.

- Automatización del sistema, lo que permite un mayor control y mayor libertad.
- Supone un menor consumo de agua que el resto de los tipos de riego.
- Reduce la proliferación de malas hierbas y de plagas, debido a la menor superficie de suelo humedecido.

- Mayor uniformidad de riego
- Ahorro de mano de obra
- Se adapta mejor a cultivos de espaciamiento amplio, cuyos sistemas radiculares no ocupan todo el volumen del suelo, y por lo tanto el riego localizado es más eficiente.
- No resulta inconveniente la pendiente del terreno. Desventajas del riego por goteo.
- Implica una importante inversión inicial, aunque a largo plazo es un sistema que resulta más económico y ecológico.
- Pueden producirse obstrucciones en los canales de riego y en los orificios de salida, por lo que se debe verificar periódicamente el funcionamiento del cabezal.
- Requiere una mayor preparación técnica, y no se puede labrar el terreno una vez instalado el sistema.
- Si no se produce un correcto funcionamiento del sistema de riego, corre el riesgo de producirse una salinización del bulbo húmedo, lo deseable es mantener las sales en la periferia del mismo.

6.1.3 Desventaja.

- La manguera es delgada y delicada, por lo que la vida útil es corta (unos dos años más o menos).
- Los hoyitos de las mangueras se tapan si hay basura en el agua.
- El costo de instalación podría ser alto (para grandes extensiones).
- Limita algunas labores, como el aporque, porque hay que tener cuidado de no romper las mangueras.

6.2 Alternativa 2

La alternativa 2 contempla el riego por aspersión.

Es una modalidad que consiste en lanzar el agua desde un punto hasta otro, logrando así humedecer una zona. Se suele estudiar el área que se necesita regar y, conduciendo el agua por las cañerías a presión, mediante la combinación de varios aspersores, se consigue regar evitando zonas muertas. La fuerza con la que este tipo de riego expulsa el agua se mide en presión por centímetro cuadrado.

- Baja presión: tiene un alcance de unos 12 metros y trabaja hasta con 1,5 kg por centímetro cuadrado:
- Presión media: en este caso la presión oscila entre 1,5 y 4,5. La distancia aumenta hasta 25 metros.
- Presión alta: este tipo de aspersor puede llegar hasta los 60 metros de distancia; para ello se necesita aplicar una presión superior a 4,5 kg por centímetro cuadrado.

Se pueden mencionar dentro de los sistemas por aspersión, dos variables:

- Sistemas estacionarios: en los cuales los aspersores no se desplazan durante el momento del riego.
- Sistemas de desplazamiento continuo: en los cuales los aspersores se desplazan durante el proceso de riego, contando con ramales desplazables.



Figura 6.8 | Riego por aspersión

Fuente: Instituto de capacitación del Oriente (ICO). Sistema de riego tecnificado

Generalmente es el más costoso de los tres sistemas, se instalan rociadores montados en tuberías ascendentes en toda el área de riego, que se divide en bloques que se riegan en secuencia. Se programa un controlador automático para que el sistema aplique las cantidades de agua requeridas. Los rociadores se pueden usar con todos los suelos y topografías aceptables, y no se requiere una preparación especial del terreno. Con la excepción del mantenimiento, los insumos de mano de obra suelen ser pequeños. Los sistemas de rociadores se utilizan a menudo en la horticultura, pero son menos adecuados para las plantaciones que requieren una cosecha regular debido a su vulnerabilidad al daño causado por la maquinaria pesada. Son, por tanto, menos adecuados que el riego por inundación o goteo para plantaciones cosechadas en una rotación corta

Los sistemas de riego por aspersión pueden reunirse en dos grandes grupos: los estacionarios, que permanecen fijos mientras riegan; y los trasladables, que riegan y se desplazan a la vez.

6.2.1 Componentes de un sistema de riego por aspersión:

6.2.1.1 Fuente de presión

Es generada por una Motobomba o por diferencia de altura del estanque de almacenamiento, río, atajado, que por efecto de gravedad genera presión natural. Se debe tener en cuenta el caudal y la presión requerida.

6.2.1.2 Red de conducción

Conformada de una red de tuberías que lleva o transporta el agua desde la fuente existente o desde la bomba hacia los cabezales. Esto se puede realizar a través de tubería de PVC o poli tubo.

6.2.1.3 Cabezal de riego

El cabezal de control o de riego, es el lugar donde podemos retener el agua para ser filtrada antes de distribuirla. Generalmente es utilizado en sistemas de riego por goteo y microaspersión.

6.2.1.4 Línea de distribución.

Está conformado por tuberías (red de ramales) que conducen el agua hasta los hidrantes, los cuales se encuentran en las parcelas de riego. En la red de distribución el agua debe llegar al mismo tiempo y con la misma presión donde se encuentra instalado los aspersores con la finalidad de conseguir un riego uniforme.

6.2.1.5 Dispositivos de aspersión o emisores.

Son los elementos encargados de aplicar el agua en forma de lluvia. Estos dispositivos pueden ser tuberías perforadas, difusores fijos, boquillas o aspersores, entre otros. Los más utilizados en la agricultura son los giratorios por que giran alrededor de su eje y permiten regar una superficie circular impulsados por la presión del agua.



Aspersor de baja presión



Aspersor de mediana presión



Aspersor de alta presión

Figura 6.9|Dispositivos de aspersión o emisores.

Fuente: Instituto de capacitación del Oriente (ICO). Sistema de riego tecnificado

6.2.2 Distancias entre aspersores y laterales

La distancia entre aspersores depende del diámetro de riego del aspersor. Para obtener un riego de forma homogénea y desarrollo uniforme de las plantas tiene que haber necesariamente un traslape o sobreposición entre aspersores.

Distancias comunes o generales que se pueden aplicar con aspersores de mediana presión están en el orden de 10 metros por 10 metros, hasta 15 metros por 15 metros.

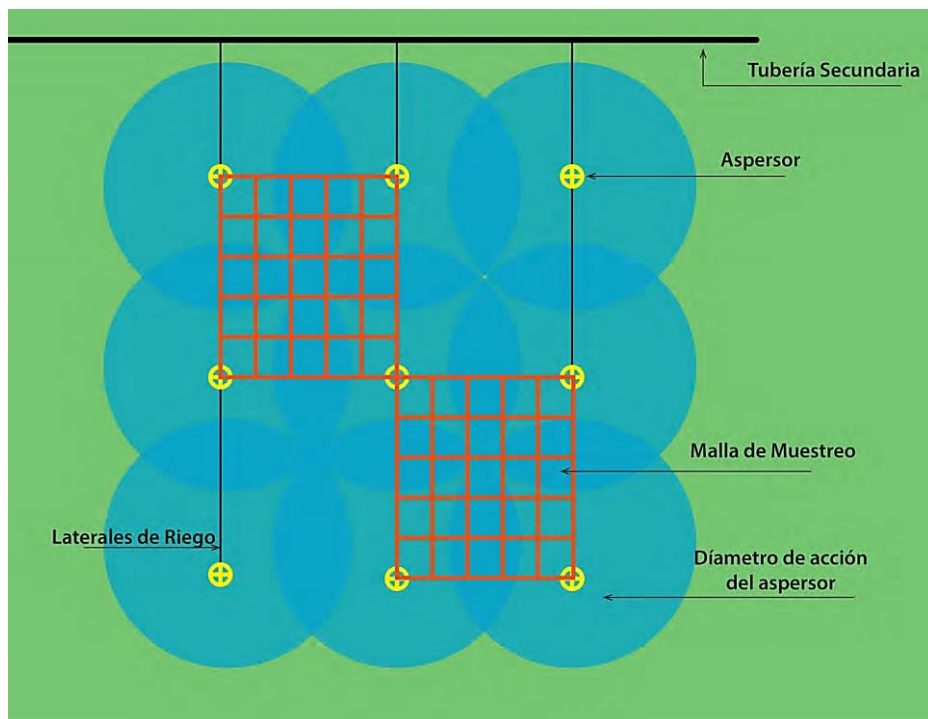


Figura 6.10|Esquema de instalación y distribución de aspersores.

Fuente: Instituto de capacitación del Oriente (ICO). Sistema de riego tecnificado

6.2.3 Ventajas

El sistema por aspersión puede adaptarse tanto a dosis de riego grandes como pequeñas (la dosis sólo es función del tiempo). Las combinaciones de boquillas de los aspersores ofrecen un amplio abanico de pluviosidades, que permite adaptar el sistema a la permeabilidad de los terrenos. Los sistemas se adaptan a la topografía del terreno. Pueden conseguirse altos grados de automatización y posibilita el reparto de fertilizantes. Tiene un bajo costo de mantenimiento.

6.2.4 Desventajas

Si bien el consumo de agua es menor que tipos como el riego por surcos, es mayor que en el riego por goteo. La humedad que provoca no solo en las raíces sino también en el resto de la planta, unido a altas temperaturas, podría provocar la aparición de hongos o enfermedades.

Requiere de una importante evaluación sobre la colocación de los aspersores, ya que una ubicación incorrecta puede generar exceso o defecto de riego en algunas zonas. No es aconsejable en zonas con corrientes de viento fuerte, ya que puede alterar la uniformidad del riego.

La acción del viento puede causar malas uniformidades. Se necesita una alta inversión inicial. La humedad puede tener efectos contraproducentes sobre plagas y enfermedades si no se riega de forma adecuada. Los sistemas de riego por aspersión pueden reunirse en dos grandes grupos: los estacionarios, que permanecen fijos mientras riegan; y los trasladables, que riegan y se desplazan a la vez.

6.3 Alternativa 3

La alternativa 3 comprende el diseño de un sistema de riego por gravedad/surcos.

Los sistemas de surcos consisten en surcos poco profundos, angostos y de suave pendiente. Por lo general, el agua se suministra a los surcos desde tuberías con compuertas o sifones. Los sistemas de surcos se pueden utilizar en topografía inclinada. Si la inclinación es mayor que 1 en 400, los surcos se pueden correr a lo largo de la pendiente.

Hay tres tipos de surcos:

Surcos {
 Con pendiente
 Sin pendiente
 Caudal discontinuo

La aplicación de agua por medio de surcos implica que la zona de raíces en el suelo se humedezca por la infiltración de agua a través del perímetro mojado de pequeños cauces, los surcos, que constituyen la unidad de riego. Dado un determinado espaciamiento entre surcos, el agua cubre parcialmente el terreno (inundación parcial) y lo humedece por efecto de su avance tanto en profundidad como lateralmente.

El riego por surcos se adapta especialmente a cultivos en línea dado que no solo permite humedecer el suelo explorado por las raíces, sino que también se logra regular la humedad conforme al comportamiento y exigencias del cultivo en sus distintas etapas, ampliando el espaciamiento inicial y modificando el perfil de humedad.

Con respecto al tipo de suelo, este método es indicado para aquellos con buena velocidad de infiltración (aunque no excesiva) y baja erodabilidad (susceptibilidad del suelo a la erosión por el agua o el viento). También se presta para suelos con tendencia a formar costras, que impiden la germinación.

La eficiencia del sistema puede considerarse media, ya que los costos de instalación y operación no son elevados pudiéndose emplear con escasos trabajos de nivelación.



Figura 6.11 | Riego por surcos

Fuente: Manual. métodos de Riego. Jaime Lamo Jiménez.

6.3.1 Zona de humedecimiento

Una condición muy importante a tener en cuenta es el concepto de velocidad de infiltración, ya que la misma limita la propia aplicación del método. En suelos cuya velocidad de infiltración básica es menor de 5 mm/h o mayor de 75 mm, no es aconsejable la utilización de surcos.

Textura	Velocidad de Infiltración básica (mm/h)
arcilloso; arcillo-limoso arcillo-arenoso	2,5 a 7,5
Franco-arcillo-arenoso; franco-arcilloso; franco - arcillo-limoso	6,5 a 19,00
franco; franco- limoso	12,50 a 38,00
franco - arenoso	25 a 75
arenoso	Mayor a 75,00

Tabla 6-1 | Velocidades en diferentes tipos texturales
 Fuente: unlp (Facultad de ciencias Agrarias y Forestales)

La forma y dirección de su sección humedecida depende, entre otras cosas, de la textura del suelo, su variación en el perfil, el tiempo de aplicación del agua y la sección hidráulica del surco.

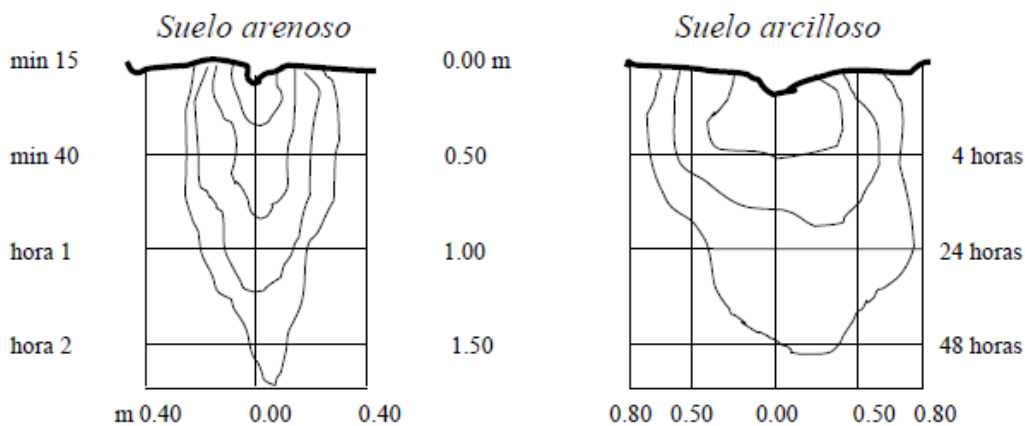


Figura 6.12 | Distribución de la humedad del terreno en riego por surco según la textura del mismo
 Fuente: Aula virtual Facultad de ciencias Agrarias y Forestales UNLP

6.3.2 Forma del surco

La forma del surco depende del implemento utilizado para su construcción. Puede ser de forma parabólica, triangular, rectangular. Las formas parabólicas y triangulares son las más habituales en nuestro medio, realizadas con arado de reja y vertedera, surqueador o escardillo.

La forma deberá mantenerse constante a lo largo de toda la unidad de riego. Cuando se trata de una sección triangular, en la cabecera del surco la carga hidráulica es mayor que al final de este, fenómeno no tan marcado en las formas trapecial o parabólica, por lo que se prefieren estas últimas para el diseño para minimizar las pérdidas por precolación profunda en la cabecera.

De todos modos, la acción del escurrimiento del agua durante el riego acondicionara el perímetro mojado del surco a una forma parabólica más o menos constante a lo largo del eje.

6.3.3 Separación entre surcos

La separación entre los surcos debe ser tal que quede asegurado el mojado de todo el suelo ocupado por las raíces. El movimiento del agua en el suelo depende, sobre todo, de la textura: en suelos arcillosos el agua se expande lateralmente con mayor facilidad que en los arenosos, en los que el agua tiende a desplazarse en profundidad, por lo que los surcos pueden estar más separados en el primer caso. Las pérdidas de agua que se producen en suelos arenosos pueden condicionar la utilización de surcos en este tipo de suelos. En ocasiones puede haber dificultades a la hora de acomodar la separación de los surcos a la textura del suelo, ya que es necesario tener en cuenta el marco requerido por el cultivo y la maquinaria a utilizar en otras operaciones.

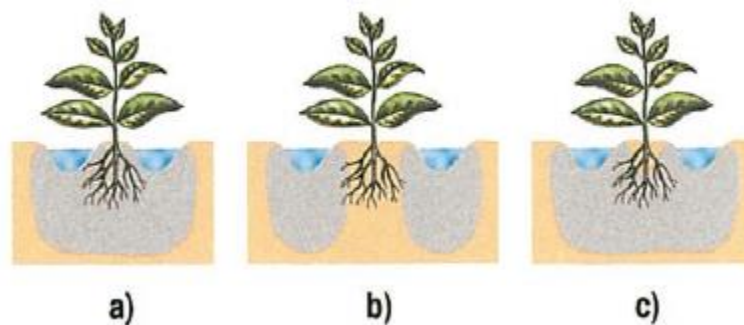


Figura 6.13| Separación entre surcos. a) Poca separación. b) Mucha Separación. c) Separación adecuada

Fuente: Instituto de Investigación y Formación Agraria y pesquera

Los surcos deben tener la misma pendiente en toda su longitud. En caso contrario se originan zonas con falta de agua y otras con exceso, pudiendo dar lugar a encharcamientos o desbordamientos del agua de un surco a otro. La pendiente más adecuada está comprendida entre el 0.2 y 1%. Se puede aumentar ligeramente la pendiente en surcos más cortos, con caudales pequeños y siempre que se cuente con mano de obra experimentada.

La cantidad de agua que llega a las zonas de las raíces depende muchas veces del tipo de suelo, en terrenos arcillosos el agua se infiltra más despacio, por lo que el movimiento del agua desde el surco hacia los lados es mayor que en terrenos arenosos.

En cambio, en terrenos arcillosos el agua que se infiltra hacia el fondo del surco es menor que en los terrenos arenosos. Por eso muchas veces en terrenos arenosos, conviene más que la separación entre los surcos sea menor que la distancia que se usa en los terrenos arcillosos.

Para elegir una buena separación entre surcos se puede hacer una prueba de aplicación de riego antes de trazar los surcos y establecer los cultivos. La prueba consiste en trazar dos surcos sobre el terreno y echar agua sobre ellos.

Si al revisar encontramos que la zona seca en el camellón es mayor que el ancho de cada surco es que los surcos están demasiado separados. Si los surcos están muy separados, habrá que corregir la distancia entre ellos, si ya no es posible hacerlo, entonces habrá que aumentar el caudal y reducir además la velocidad con que el agua corre, para permitirle llegar hasta las raíces de las plantas que están sobre el camellón.

6.3.4 Longitud de los surcos

Para determinar la longitud de los surcos hay que tener en cuenta dos factores: la eficiencia de aplicación del riego y la economía o coste de realización de dichos surcos. Cuanto más largos sean, más fácil y barato resulta asurcar el suelo y realizar otras prácticas de cultivo, pero la eficiencia en el uso del agua tenderá a ser menor. Como regla general se aconseja hacer los surcos tan largos como sea posible con la condición de que no se produzca erosión del suelo y se consiga una eficiencia razonable.

El riego por surcos en pendientes es muy utilizado para regar cultivos en línea, y es especialmente apropiado para los cultivos muy sensibles al encharcamiento.

6.3.5 Orientación de los surcos

La orientación de los surcos varía según la pendiente del terreno, cuando la pendiente es muy grande y el agua corre muy rápido, hay peligro de erosionar el suelo, por eso hay que realizar trabajos para la nivelación el terreno. El trazado de curvas a nivel para orientar con ellas los surcos de riego, es lo más recomendable.

6.3.6 La velocidad con la que el agua corre

También la cantidad de agua que llega a la zona de raíces depende de la velocidad o rapidez con que el agua corre a lo largo de todo el surco. Por eso la velocidad del agua es un factor importante que se debe saber manejar en el riego por surcos.

Si la velocidad es muy grande, el agua corre libremente causando erosión, y sin dar oportunidad a que el agua se infiltre desde los lados de los surcos hacia la zona de raíces.

En estos casos al momento de aplicar al agua para riego, la velocidad del agua se puede disminuir con un taco de madera o una bolsa de tierra que retenga el agua por un tiempo, dando oportunidad a que se infiltre hacia la zona de raíces.

Pero también cuando el agua no corre con la velocidad suficiente, ésta tiende a estancarse y las pérdidas por infiltración al fondo del surco son muy elevadas. Esto sucede a menudo en los canales o surcos principales, que son los que llevan el agua desde la fuente, hasta la parcela.

A continuación, se presentarán una serie de tablas que comparan los sistemas de riego antes mencionados con relación a variables de carácter técnico-agronómico, social y económico.

Adaptación a los cultivos	
Inundación	Se adapta mejor a los cultivos que permiten la inundación total (por ejemplo: arroz) y a aquellos cuyo espaciamiento entre hileras posibilita la construcción del camellón y el surco.
Aspersión	Se adapta mejor a aquellos cultivos que ocupan toda el área del terreno o que poseen espaciamiento pequeño, cuyos sistemas radiculares ocupan todo el volumen de suelo sembrado. Ejemplo: pastos. Es poco eficiente para aquellos cultivos sembrados en espaldera o ramadas, porque estas estructuras no permiten la distribución uniforme del agua. No es un sistema adecuado para los cultivos altos y frondosos.
Goteo	Se adapta mejor a aquellos cultivos de espaciamiento amplio, cuyos sistemas radiculares no ocupan todo el volumen de suelo y, por lo tanto, el riego localizado es más eficiente. La forma y tipo de crecimiento de los cultivos sean altos y frondosos o bajos y de escaso follaje, no tiene importancia para el riego por goteo.

Tabla 6-2| Adaptación de los cultivos

Fuente: Fao

Adaptación a las características del terreno	
Inundación	Se adapta mejor en caso de terrenos planos o semi planos, normalmente aluviones a las orillas de ríos y quebradas (vegas). En áreas altas y con más pendiente, las dificultades para conducir y distribuir adecuadamente el agua son muy grandes. Además, los riesgos de erosión son elevados.
Aspersión	Se adapta mejor a terrenos planos o semi planos. A medida que aumenta la pendiente, se incrementa el riesgo de erosión debido al desprendimiento de partículas de suelo que causa el impacto de las gotas. Además, a medida que aumenta la pendiente, la distribución del agua es cada vez más desigual, formando un círculo de menor radio del lado superior del aspersor, donde se aplica más agua y con más presión. En áreas con pendiente se recomienda utilizar aspersores que producen gotas pequeñas y que requieren menos carga o presión.
Goteo	Se adaptan bien a terrenos de cualquier pendiente.

Tabla 6-3| Adaptación a las características del terreno.

Fuente: Fao

Consumo de agua	
Inundación	Es el que más consume agua, por lo tanto, con excepción de las vegas de los ríos, donde no hay altura para instalar otros sistemas por gravedad, los sistemas por inundación deberían ser evitados, principalmente donde el agua es escasa.
Aspersión	Utiliza menos agua que el anterior, pero por lo menos el doble que el sistema de goteo.
Goteo	Es el más eficiente en el uso del agua, principalmente si se trata de cultivos de espaciamiento amplio; consume poco y por ofrecer una distribución lenta los cultivos suelen aprovecharla mejor.

Tabla 6-4 | Consumo de agua.

Fuente: Fao

Calidad del agua	
Inundación	Puede trabajar con agua de mala calidad física (sedimentos, algas, detritos, etc.).
Aspersión	La presencia de detritos sólidos suele bajar la eficiencia del sistema, porque taponan los picos de los aspersores, cambiándoles el caudal de distribución. Además, partículas duras, como arena, desgastan las boquillas, afectando la uniformidad de distribución del agua a mediano plazo.
Goteo	Son muy susceptibles a la presencia de sólidos en suspensión, porque taponan los orificios de los goteros. Inclusive, la presencia de algunas sales puede taponarlos, al precipitarse en las boquillas cuando cesa el riego.

Tabla 6-5 | Calidad del agua.

Fuente: Fao

Eficiencia de riego	
Inundación	40 - 65%
Aspersión	80 - 85%
Goteo	90 - 95%

Tabla 6-6 | Eficiencia de riego.

Fuente: Fao

Control del agua aplicada	
Inundación	Aunque es posible controlar la cantidad de agua aplicada a través del uso de compuertas o sifones, es muy difícil saber exactamente qué cantidad de agua se está aplicando en cada punto del terreno. Para que haya un humedecimiento uniforme del suelo es necesario que la superficie sea bien uniforme para que no se produzcan pozas y lugares secos.
Aspersión	Se puede controlar bien la cantidad de agua aplicada a través de pluviómetros sencillos o por la relación caudal/tiempo de los aspersores. Sin embargo, si la presión en los aspersores es baja o desigual entre ellos, la distribución del agua también es desigual dentro del perímetro regado; por lo tanto, se aplica más agua en algunas áreas que en otras.
Goteo	En ambos sistemas se puede controlar bien la cantidad de agua aplicada a través de la relación caudal/tiempo de los micro aspersores o goteros o por el consumo en la estructura de almacenamiento (pila, barriles, etc.). Sin embargo, si los micro aspersores o goteros son improvisados o adaptados o la presión entre ellos es desigual, la distribución del agua en cada uno es diferente; por lo tanto, se aplica más agua en algunos puntos del área que en otros.

Tabla 6-7| Control del agua aplicada.

Fuente: Fao

Diferencial de altura (cota) para distribución del agua por gravedad	
Inundación	Casi no necesita altura, solamente la suficiente para que el agua fluya de la fuente hasta la parte más elevada del terreno y de ésta a toda la superficie. Si la altura es reducida es mejor, porque es más fácil de manejar y causa menos deterioro.
Aspersión	Requiere bastante altura para funcionar bien por gravedad (más o menos unos 14 m. de cota por cada aspersor). Si no hay suficiente presión, el rayo de mojadura del aparato es más pequeño y la formación y distribución de las gotas muy desigual.
Goteo	Requiere de poca altura entre la fuente de agua y los puntos de distribución (2 m. son suficientes para lograr un buen goteo).

Tabla 6-8| Diferencial de altura (cota) para la distribución del agua por gravedad.

Fuente: Fao

Riesgo ambiental	
Inundación	Normalmente, las cantidades de agua aplicadas por inundación son excesivas y contribuyen a lixiviar los nutrientes más solubles, principalmente en suelos de textura leve, de francos a más arenosos. Como en las zonas de riego por inundación normalmente la capa freática está cerca de la superficie o por encima de la misma, el riesgo de contaminación por iones, como nitratos y sulfatos, es relativamente alto, principalmente si se utilizan elevadas dosis de fertilizantes en los cultivos. Por otro lado, si el agua es de mala calidad, salina o contaminada con metales pesados, los problemas pueden ser graves para el suelo, por la cantidad de agua utilizada. La construcción de surcos y camellones produce transporte de suelo, lo cual favorece el proceso erosivo. Por las dificultades y riesgos en el manejo del suelo y agua, el riego por inundación debe ser evitado en zonas de laderas.
Aspersión	La aspersión funciona como si fuera una lluvia natural. Las gotas aspergidas que chocan con la superficie del suelo pueden producir erosión. De ser posible, el riego por aspersión debe ser evitado en zonas de laderas o utilizado con mucho cuidado, protegiéndose bien el suelo con cobertura vegetal y utilizando aspersores de baja energía, que producen gotas más pequeñas (Tipo Bowler), bien regulados y mantenidos.
Goteo	El goteo aparentemente no produce ningún proceso de deterioro. La energía del agua que llega al suelo es insuficiente para producir erosión. Como la mojadura es muy lenta y controlada es más difícil que se lixivien los nutrientes solubles. Si el agua utilizada está contaminada, el volumen mojado y contaminado es mínimo.

Tabla 6-9| Riesgo ambiental.

Fuente: Fao

Dispersión de plagas y enfermedades	
Inundación	El agua corriendo a través del surco puede transportar diferentes patógenos o semillas de malezas. Es reconocido el efecto de la dispersión de patógenos tales como Rhizoctonia, Pythium y Fusarium en surcos de riego, causando “muerte caminante” de las plantas. Los nemátodos igualmente pueden ser dispersados a través del agua que inunda el terreno. De la misma manera, si el suelo permanece saturado de agua por demasiado tiempo puede ser fatal para ciertos cultivos susceptibles a hongos del suelo.
Aspersión	La salpicadura de las gotas de agua contra el suelo y su depósito sobre los tallos y hojas de los cultivos pueden transportar ciertos patógenos, así como desde plantas enfermas hacia otras sanas.
Goteo	Como el riego es localizado y el agua no entra en contacto con la parte aérea de las plantas, el peligro de dispersión de plagas o enfermedades por el área de mojadura es menor. Además, la cantidad de agua puede ser controlada y evitarse así el exceso de humedad en el suelo.

Tabla 6-10| Dispersión de plagas y Enfermedades.

Fuente: Fao

Utilización de mano de obra	
Inundación	Los requerimientos de mano de obra para la construcción y mantenimiento de canales suelen ser altos. Igualmente, en la preparación del terreno y la construcción de camellones y surcos, aunque esta labor puede ser realizada con la ayuda de tracción animal. En la operación del riego, se requiere de mano de obra permanente para las operaciones de distribución y control del agua.
Aspersión	El mayor uso de mano de obra está en la operación del sistema y, más específicamente, en la rotación de los equipos en el terreno en cada turno de riego. En todo caso, esta labor es menos ardua que la requerida para el manejo de los sistemas de inundación, principalmente por surcos.
Goteo	Como se trata de sistemas fijos, gran parte de la mano de obra es utilizada en la instalación del equipo. La operación consiste en una visita diaria para inspeccionar el sistema y, en particular, el funcionamiento de los goteros.

Tabla 6-11 | Utilización de mano de obra.

Fuente: Fao

Conocimiento y sencillez para la instalación y operación del sistema	
Inundación	Es un sistema fácilmente comprensible y aceptado por los productores porque se aproxima al concepto de "echar agua al suelo". Sin embargo, manejar bien el agua, con criterio de "riego", en un sistema por inundación no es una tarea fácil, pues requiere de estructuras (compuertas, canales de distribución y desagüe, etc.) y mano de obra constante. Además, requiere que la superficie esté bien nivelada o preparada con surcos y camellones cuidadosamente desnivelados para que el agua pueda fluir despacio, sin causar daño. Ello requiere tiempo y trabajo.
Aspersión	Similar al anterior, es fácilmente comprensible y aceptado por los productores porque imita la lluvia y se aproxima al concepto de "echar agua al suelo". La operación no es difícil: requiere de cierta mano de obra para rotar los equipos y controlar el funcionamiento de la tubería y aspersores.
Goteo	En ambos casos, la instalación requiere de ciertos conocimientos debido a que estos sistemas se alejan del concepto tradicional de "echar agua al suelo". Sin embargo, su construcción no es mayormente complicada y su operación es sencilla. Lo que sí requieren es que los cultivos estén sembrados de tal manera que permitan el establecimiento de sectores o ramales de riego a nivel, para evitar diferencias de presión en los diferentes micro aspersores o goteros.

Tabla 6-12 | Conocimiento y sencillez para la instalación y operación del sistema.

Fuente: Fao

7 CAPITULO 7: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS ALTERNATIVAS, MEDIANTE LA MATRIZ FODA

Para la justificación de la alternativa elegida se realiza un análisis por medio de la matriz FODA, que nos va a permitir elegir la mejor opción de la manera más objetiva posible. Para cada punto analizado se establece una escala que varía entre (-) 6 a (-1) para los aspectos negativos, es decir que impliquen debilidades o amenazas, y desde (+1) a (+6) para los positivos, es decir, los que implican fortalezas y oportunidades, de esta forma la alternativa que obtenga en su suma el mayor número será la indicada.

7.1 De origen interno

7.1.1 Fortalezas.

- **Facilidad de instalación y uso:** indica que cuanto más sencilla sea la instalación y el uso de los sistemas de riego, menor mantenimiento tienen, y menos posibilidades tienen de tener una falla a futuro.
- **Eficiencia hídrica y efectividad:** el sistema debe lograr proporcionar la cantidad adecuada de agua a las distintas especies con la mínima pérdida de agua posible y de manera oportuna y uniforme.
- **Sostenibilidad ambiental:** el sistema debe busca satisfacer las necesidades de agua de los árboles sin comprometer la salud del ecosistema y minimizando su impacto negativo en el medio ambiente.
- **Versatilidad de las especies:** Se refiere en cuanto a la adaptación de las especies al sistema de riego.
- **Consumo de agua tratada:** el agua tratada debe ser reutilizada para evitar ser volcada al caudal más cercano, el sistema de riego debe garantizar utilizar la mayor cantidad de agua tratada posible.

7.1.2 Debilidades:

- **Costo inicial:** se refiere a la inversión inicial necesaria para el desarrollo y construcción de la alternativa elegida.
- **Costos operativos:** corresponde a los gastos asociados a las operaciones necesarias luego de la puesta en marcha y una vez en funcionamiento.
- **Mantenimiento:** se refiere a la mano de obra necesaria para que el sistema continúe funcionando

7.2 Factores externos

7.2.1 Oportunidades:

- **Oferta Educativa:** se refiere a la capacidad que deberán tener los sistemas para ser parte una propuesta educativa para difundir un ambiente sustentable.
- **Impacto Visual:** cuán visualmente atractivo puede resultar el uso del sistema.
- **Adaptabilidad a las pendientes del terreno:** se refiere a la capacidad del sistema para adaptarse a los desniveles particulares con los que puede contar el sistema.
- **Accesibilidad:** se refiere a la facilidad para que los responsables del manejo del sistema puedan acceder a él y utilizarlo de manera efectiva.
- **Prevención de la Erosión:** Se refiere a las características que posee cada sistema para evitar la pérdida de suelo debido al escurrimiento de agua y el movimiento del viento

7.2.2 Amenazas:

- **Riesgo ambiental:** se refiere a la posibilidad de que la implementación o el funcionamiento del sistema de riego puedan generar impactos negativos en el medio ambiente y los recursos naturales circundantes
- **Sensibilidad ante inundaciones:** se trata de la vulnerabilidad de un sistema de riego ante las consecuencias de las inundaciones.
- **Sensibilidad ante la calidad del agua:** La calidad del agua tratada y los posibles sedimentos que en ella se presenten pueden afectar negativamente a algunos sistemas.
- **Contaminación del suelo:** las aguas tratadas aún pueden contener ciertas sustancias que si se liberan en grandes cantidades pueden contaminar el suelo o incluso las aguas subterráneas (lixiviación)
- **Opinión Pública:** es la actitud y punto de vista que tienen los miembros de la comunidad local, agricultores, y otros sobre la implementación y el funcionamiento del sistema de riego en una determinada área o región.
- **Riesgo sanitario por manipulación:** es la posibilidad de que las operarios o personal de mantenimiento del sistema de riego puedan estar expuestos a peligros o contaminantes que puedan afectar su salud
- **Dispersión de plagas y enfermedades:** se refiere a la propagación de organismos nocivos que puedan causar daño a las plantas a través del agua utilizada en el sistema de riego.

	Sistema de riego por inundación-surcos	Sistema de riego por goteo	Sistema de riego por aspersión
FORTALEZAS			
FACILIDAD DE INSTALACIÓN Y USO	5,00	2,00	2,00
EFICIENCIA Y EFECTIVIDAD	4,00	5,00	3,00
SOSTENIBILIDAD AMBIENTAL	5,00	6,00	5,00
VERSATILIDAD DE ESPECIES	3,00	5,00	3,00
CONSUMO DE AGUA TRATADA	6,00	4,00	4,00
OPORTUNIDADES			
OFERTA EDUCATIVA	6,00	6,00	6,00
IMPACTO VISUAL	5,00	5,00	5,00
ADAPTABILIDAD A LAS PENDIENTES DEL TERRENO	5,00	2,00	4,00
ACCESIBILIDAD	4,00	4,00	2,00
PREVENCIÓN DE LA EROSIÓN	2,00	5,00	5,00
DEBILIDADES			
COSTO INICIAL	-3	-6,00	-5
COSTOS OPERATIVOS	-1	-5,00	-5
MANTENIMIENTO	-2	-5,00	-4
AMENAZAS			
RIESGO AMBIENTAL	-3	-2	-2
SENSIBILIDAD ANTE INUNDACIONES	-2	-5	-6
SENSIBILIDAD ANTE LA CALIDAD DEL AGUA	-2	-5	-6
CONTAMINACIÓN DEL SUELO	-5	-4	-2
OPINIÓN PÚBLICA	-4	-2	-2
RIESGO SANITARIO POR MANIPULACIÓN	-5	-2	-3
DISPERSIÓN DE PLAGAS Y ENFERMEDADES	-6	-1	-2
TOTAL, ACUMULADO	12,00	7,00	2,00

Tabla 7-1|Matriz FODA

Fuente: Elaboración Propia.

Tras realizar el análisis FODA de los diferentes sistemas de riego, se puede observar que el sistema de riego por surcos es el que obtuvo mayor puntaje, por lo tanto, de aquí en adelante será la alternativa a desarrollar.

8 CAPITULO 8: ANÁLISIS DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

8.1 Zona de riego

Nuestra zona de riego se encuentra en un predio perteneciente a la escuela Agrotécnica, ubicado al sur de la localidad de Colón, con acceso desde la ruta Nacional 135, a unos 400 metros del puesto de control de gendarmería nacional previo al paso fronterizo con Uruguay del Puente Internacional Paysandú-Colón. El predio en cuestión cuenta con 40 ha, de las cuales se analizará cuales sectores son más aptos para la forestación en función del tipo de suelo, cota de inundabilidad, crecida del río, tipo de especie a forestar entre otros.

Para comenzar con el diseño resulta necesario conocer las características climáticas y edafológicas de la zona.



Figura 8.1 | Ubicación geográfica zona de estudio

Fuente: Google Earth.

8.2 Zona de inundabilidad

Analizando la zona de estudio con el programa civil 3d, previa obtención de las curvas de nivel del instituto geográfico nacional (IGN) y de procesarlas en Global Mapper para luego exportarlas al Civil 3d, pudimos analizar la zona de inundabilidad tomando la cota de referencia de inundación de Colón que es de 10 metros y teniendo en cuenta que las curvas del IGN están

referenciadas al cero del nivel del mar, y que dicho cero con respecto al de Colon tiene una diferencia de 0,30 metros. Por lo tanto, la cota de inundación toma fue de 10,30 metros. A continuación, muestra una imagen donde se puede observar en color verde la zona de no inundabilidad y en color rojo la zona inundable.

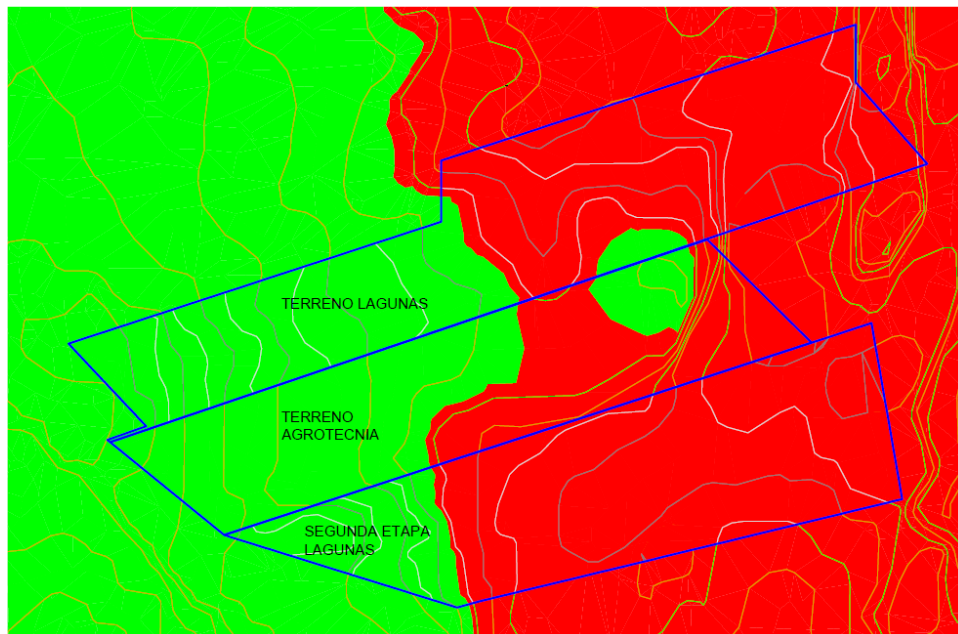




Figura 8.2|Zona de estudio

Fuente: Elaboración propia. Software Civil 3D

En las siguientes tablas se puede observar las áreas en hectareas correspondiente a cada terreno, con su respectivas áreas inundables (color rojo) y no inundables (color verde).

TERRENO GENERAL				
NÚMERO	ELEVACIÓN MÍNIMA	ELEVACIÓN MÁXIMA	AREA	COLOR
1	1.000	10.300	445.20	
2	10.300	30.000	590.13	



TERRENO AGROTECNICA				
NÚMERO	ELEVACIÓN MÍNIMA	ELEVACIÓN MÁXIMA	AREA	COLOR
1	1.000	10.300	11.37	
2	10.300	30.000	17.09	

Figura 8.3|Zonas de estudio con sus respectivas hectáreas

Fuente: Elaboración Propia. Software Civil 3D.

8.3 Clima del área de influencia.

La ciudad de Colón presenta un clima templado húmedo de llanura. El área se caracteriza por su condición de planicie abierta sin restricciones a la influencia de los vientos húmedos del nordeste, al accionar de los vientos secos y refrigerantes del sudoeste (causante de los cambios repentinos en el estado del tiempo) y los vientos del sudeste- aire frío saturado de humedad- que dan lugar a semanas enteras de cielo cubierto, lluvias y temperaturas estables.

Para caracterizar el clima de la ciudad de Colón, se utilizó la información de las Cartas de suelos de la República Argentina.

8.3.1 Viento.

Se disponen de los datos de velocidad media mensual del viento de Colón que se presentan en la siguiente tabla.

E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	AÑO
14,00	13,90	13,40	13,40	13,30	13,90	14,50	15,10	16,00	15,50	15,30	14,40	14,39

Tabla 8-1| Velocidad media mensual y anual del viento (km/h)

Fuente: weatherspark.

La velocidad media anual es de 14,39 km/h, que indica un régimen de vientos leves, con una máxima de 16 km/h en septiembre y una mínima de 13,30 km/h en mayo.

Son dominantes los vientos procedentes del este y norte, seguidos del sur, lo que pone en evidencia la influencia de vientos cálidos en el área, matizados con incursiones de aire fresco

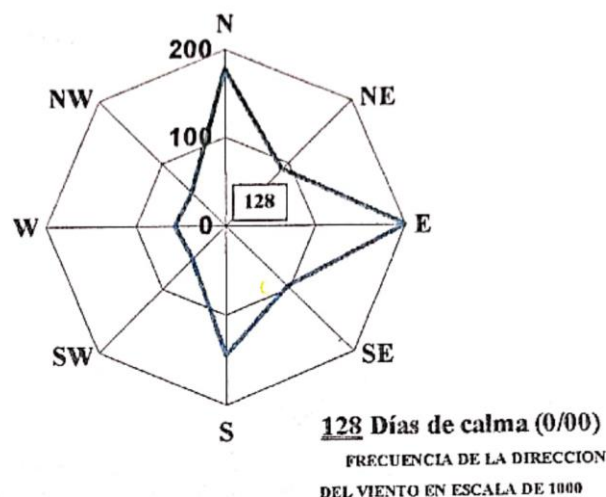


Figura 8.4| Frecuencia anual de la dirección del viento en Colón

Fuente: Carta de suelos.

Está influida por la latitud, altitud, vientos, relieve, naturaleza del suelo y cubierta vegetal, El régimen térmico es templado, la temperatura media diaria anual es de 19°C y varía entre 26° C en enero y 12,5 °C en junio.

	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Máxima	32	30	28	24	20	17	17	19	21	24	27	30
Mínima	20	19	18	14	11	9	8	9	11	14	16	19
Temp.	26	24,5	23	19	15,5	13	12,5	14	16	19	21,5	24,5

Tabla 8-2| Temperaturas máximas, mínimas y promedio en °C.

Fuente: weatherspark.

8.3.2 Heladas.

Las heladas son una de las principales adversidades climáticas de la agricultura. Si bien se trata de un fenómeno ocasional, los cultivos invernales no están libres de este peligro. El fenómeno tiene una expresión altamente microclimática, donde la ocurrencia, intensidad y duración es influida por los cursos de aguas y relieve ondulado.

Las fechas medias de primera y última helada son el 14 de junio y el 4 de agosto respectivamente (51 días de riego). Heladas extremas pueden ocurrir de mayo a septiembre.

8.3.3 Heliofanía

La heliofanía efectiva se refiere al tiempo en que se recibe la luz solar directa, su valor se relaciona con la latitud y época del año, que determinan la diferente duración del día y está sensiblemente modificado por el relieve del lugar.

Horas de	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Luz natural	14	13,2	12,2	11,3	10,5	10,1	10,3	11	11,9	12,9	13,8	14,2

Tabla 8-3|Horas de luz solar en horas

Fuente: weatherspark

El promedio de luz solar es de 12,20, con un máximo de 14 en enero y un mínimo de 10,1 en junio.

8.3.4 Humedad Relativa

Esta variable reviste especial importancia agronómica al regular parcialmente la desecación de los suelos, la transpiración de las plantas y la aparición de plagas.

Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	AÑO
65	69	72	75	77	80	79	75	73	72	69	73	73

Tabla 8-4| Humedad relativa media mensual y anual

Fuente: weatherspark

8.3.5 Precipitación

La precipitación es uno de los elementos climáticos más importantes. El conocimiento detallado de la lluvia resulta de vital importancia en la planificación agrícola.

El valor medio anual es de alrededor de 1200 mm, pero es conocida la variabilidad interanual de este elemento. EL mes con más lluvia es febrero con 137 milímetros y el mes con menos lluvia es julio con 51 milímetros.

Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	AÑO
111,5	137	127,9	133,5	86,9	59,3	51,1	58,3	79,4	110,8	119,4	114,2	1189,3

Tabla 8-5| Lluvia mensuales y anuales

Fuente: weatherspark

8.4 Caracterización de los suelos

El suelo es un factor muy importante a tener en cuenta, en el desarrollo de un riego forestal con efluentes tratados, ya que el mismo presenta características que son estables y otras que sufren modificaciones según el tratamiento que reciban, por ejemplo, el agua, el tipo de riego que se aplique, etc.

Las características que deberán evaluarse serán las físicas como textura, estructura, permeabilidad, capacidad de retención de humedad, porcentaje de materia orgánica, profundidad, topografía, drenaje, salinidad y fertilidad. La mismas serán evaluadas mediante análisis de campo y de laboratorio en una etapa posterior como parte del proyecto ejecutivo. En esta instancia se realizará un análisis del suelo partiendo de las Cartas de Suelo de la Republica Argentina y de un informe de un relevamiento exploratorio realizado en el lugar de interés, donde se realizaron 4 pozos de cateo.

Según la carta de suelo de la república argentina, de la ciudad de Colón Entre Ríos nuestra región de estudio se encuentra en la zona 21 y 18.

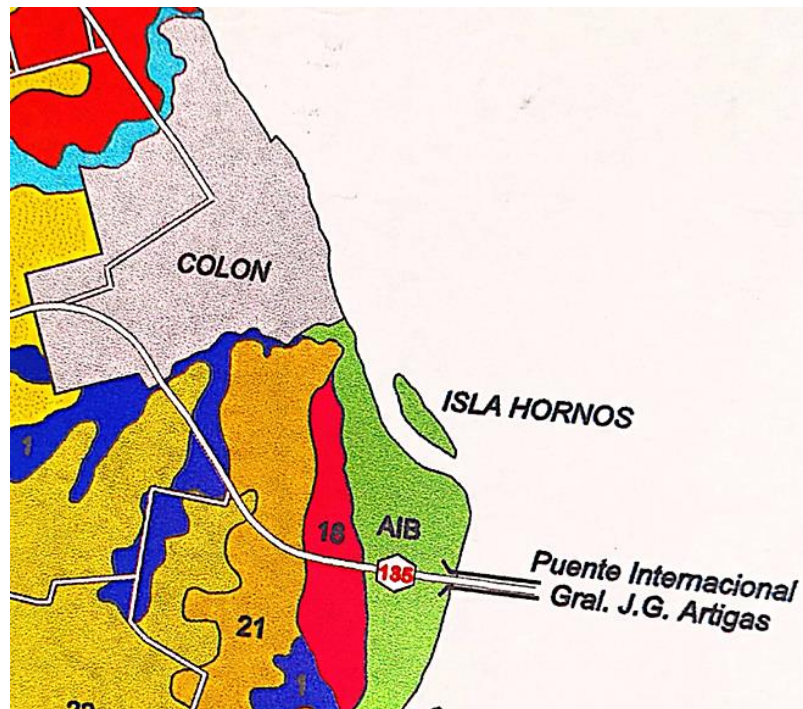


Figura 8.5| Mapa de suelos

Fuente: Carta de suelos de la República Argentina.

GUIA DE UNIDADES CARTOGRAFICAS							
SIMBOLO CARTOGRAFICO	COMPOSICIÓN Y TAXONOMIA	%	PAISAJE Y POSICION DE LOS SUELOS	LIMITANTES PRINCIPALES	SUPERFICIE		
					Ha	%	
18	Tuo.	Asociación Yuqueri Grande	Terrazas arenosas antiguas onduladas del Río Uruguay	capacidad de retención de agua - Idem - Fertilidad reducida	3.915,65	1,43	
	Aso. Yg	Serie Yuqueri Grande (Cuarzicamente óxico)	40 - Pendientes				
		Serie Yuqueri Chico (Udifluvente Óxico)	40 - Lomas intermedias y pendientes				
		Serie Puerto Yeruá (Haplumbrepre fluvéntico)	20 - Lomas Altas				
21	Tup. Aso. LCh	Asociación Los Charrúas	Terrazas arenosas antiguas onduladas a suavemente onduladas del Río Uruguay	- Fertilidad reducida, suscept. Erosión - Drenaje - Fertilidad reducida, suscept. Erosión	24.890,42	9,11	
		Serie Mandisoví (Haplodol fluvéntico)	50 - Lomas intermedias y pendientes				
		Serie Los Charrúas (Argiudol vértico)	30 - Lomas altas				
		Serie Calabacilla (Hapludol fluvéntico)	20 - Lomas intermedias y pendientes				

Tabla 8-6| Zonas de estudio

Fuente: Carta de suelos de la República Argentina.

A continuación, se procede a describir las dos zonas correspondientes, con sus respectivas series.

8.4.1 Serie Yuquerí Chico

Pertenece a la familia “arenosa sobre arcilla, silícea no ácida, térmica” de los Udifluventes óxicos (aluvial antiguo, rojizo sobre subsuelo arcilloso). Son suelos arenosos a arena francos, rojizos, sobre materiales arcillo-arenosos rojizo a 65-85 cm generalmente con cantos rodados.

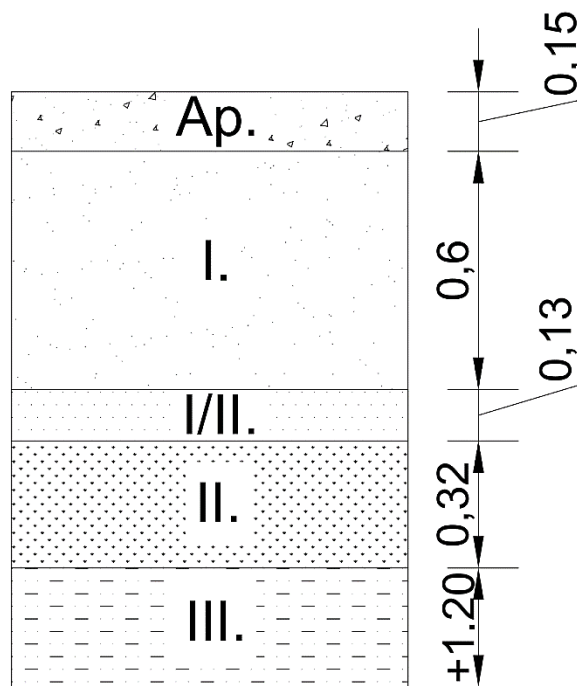


Figura 8.6| Perfil de suelo. Serie Yuquerí Chico

Fuente: Elaboración Propia.

- **Ap:** 00-15 cm; gris rojizo oscuro, en húmedo; arenoso; estructura en grano simple; suelto; limite claro, suave.
- **I:** 15-75 cm; rojo amarillento, en húmedo; arena franco; estructura en grano simple; suelto; con 1% de cantos rodados de hasta 2 cm de diámetro; limite gradual suave.
- **I/II:** 75-88 cm; pardo rojizo (5YR 4/4) en húmedo; franco arenoso; estructura masiva; friable en húmedo; con 5% de cantos rodados de hasta 2 cm; limite claro ondulado.
- **II:** 88-120 cm; pardo rojizo oscuro (2,5YR 3/4) en húmedo; arcillo arenoso; estructura masiva; firme en húmedo; con 15-20% de cantos rodados de hasta 3 cm; limite gradual, ondulado.
- **120+ cm:** rojo oscuro (2,5YR 3/6) en húmedo; franco arcillo arenoso; estructura masiva; firme en húmedo; con 15% de cantos rodados de hasta 2 cm.

8.4.1.1 Variabilidad de Rasgos

La primera capa, que generalmente comprende un A11 (Ap) y un A12 (A1) o un A1 y AC, varía de arenoso a arenoso franco con 5-12% de arcilla y con 70-90% de arena fina y media.

Tiene 0,2-0,6% de materia orgánica y una saturación de bases de 35-50% aproximadamente.

El I/II es un horizonte de transición y consiste en una mezcla de materiales arcillo-arenosos (II) con materiales arenosos del A. Varía del 0,8 a 25 cm y casi siempre está presente.

Los materiales arcillo-arenosos (II) tienen 35-43% de arcilla y 40-60% de arena fina y media. Muchas veces también tienen gravas y en algunos casos, estas últimas constituyen la mayor parte del horizonte (variante pedregosa). Su color es, en su gran mayoría, muy rojo.

En general, estos materiales yacen sobre otras capas de igual color y de una textura menos arcillosa (18-35% de arcilla; franco-arcillo-arenoso).

El II y el III están caracterizados por un porcentaje de materia orgánica mayor que el de los horizontes superficiales.

Presentan ondulaciones con pendientes de hasta 5% hacia las terrazas altas y bajas.

8.4.1.2 Drenaje

Bien drenado a algo excesivamente drenado; escurrimiento superficial moderado. Permeabilidad moderada (muy rápida en los horizontes superficiales y moderadamente lentos en los materiales subsuperficiales). Napa freática profunda.

8.4.1.3 Erosión

La Serie Yuquerí Chico presenta erosión hídrica actual leve y existe una moderada susceptibilidad a la misma. También se ha observado erosión moderada y en algunos lugares severa, sobre todo en quintas cítricas. Existe una leve erosión eólica en campos desnudos.

8.4.2 Serie Yuquerí Grande.

Pertenece a la familia "no ácida, térmica" de los Cuarzamientos óxicos (suelo aluvial antiguo, arenoso, rojizo).

Son suelos muy arenosos (poseen más del 80 % de esta fracción mineral), de característico color rojizo o rojo amarillento que yacen sobre materiales más arcillosos que se encuentran a más de 120 cm de profundidad, siendo común encontrarlos también hasta los 200 cm de profundidad. En algunos casos constituyen verdaderos médanos.

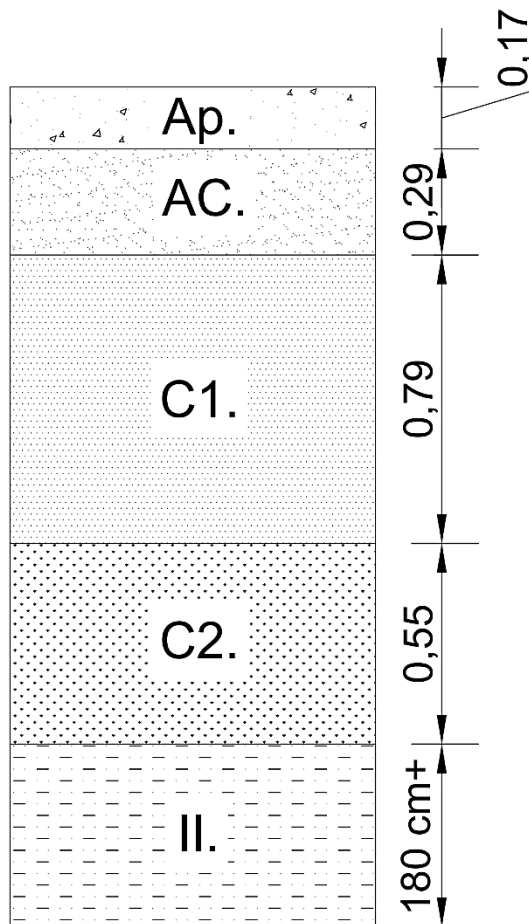


Figura 8.7| Perfil de suelo. Serie Yuquerí Grande

Fuente: Elaboración Propia.

Ap: 00-17 cm; areno-gruesa; estructura en grano simple; suelto; marcas tubulares irregulares; manchas de materia orgánica; limite claro, ondulado.

AC: 17-46 cm; en húmedo; areno-gruesa; estructura en grano simple; suelto; krotovinas (marcas tubulares irregulares) 5-6 cm; limite difuso, suave.

- **C1:** 46-125 cm; areno-gruesa; estructura en grano simple; suelto; krotovinas (marcas tubulares irregulares) 5-6 cm; limite difuso, suave.
- **C2:** 125-180 cm; areno-gruesa; estructura en grano simple; suelto; 5% de cantos rodados; limite gradual.
- **II :** 180 cm+; franco-arcillo-arenosa; estructura masiva; firme en húmedo; moteados profusos; concreciones de manganeso comunes; 15% de cantos rodados.

8.4.2.1 Variabilidad de Rasgos

Los suelos de esta serie son muy arenosos, se componen fundamentalmente de capas con características similares, pero de colores cada vez más rojizos en profundidad. Por lo

general, tienen un A1 o Ap de 15-17 cm de espesor, más oscuro debido al contenido más elevado de materia orgánica, única característica que lo diferencia de las restantes capas ya que textural y estructuralmente son similares.

Los porcentajes de arcilla en los distintos horizontes oscilan entre 7-10 %. Predominan arenas finas y medias y la cantidad de limo es despreciable (3%). Tienen muy baja capacidad de intercambio catiónico (1,2 a 3 %).

En todo el perfil es común encontrar cantos rodados, que se hacen más abundantes en el límite de la capa II. Los materiales de esta capa son muy rojizos, franco-arcillo-arenosos, con cantos rodados que se distribuyen erráticamente en toda la masa, conformando en ciertos casos verdaderos lentes.

8.4.2.2 Drenaje

Bien a excesivamente drenado; escurrimiento superficial moderado. Permeabilidad moderada. Napa freática profunda. Grupo hidrológico B

8.4.2.3 Erosión

No presenta erosión hídrica actual, y existe una leve susceptibilidad a la misma.

8.4.3 Serie Puerto Yerua.

Pertenece a la familia "franco gruesa sobre arcillosa fina, somera, térmica" de los Haplumbreptes fluventicos (aluvial antiguo con subsuelo denso). Son suelos moderadamente bien drenados; franco-arenosos a areno-franco, sobre materiales gleizados a 40-60 cm de profundidad, muy densos y poco permeables, franco-arcillo-arenosos a arcillo-arenosos.

Están desarrollados sobre materiales arcillosos lacustres, removidos y mezclados con una capa de material fluvial franco-arenoso, más reciente.

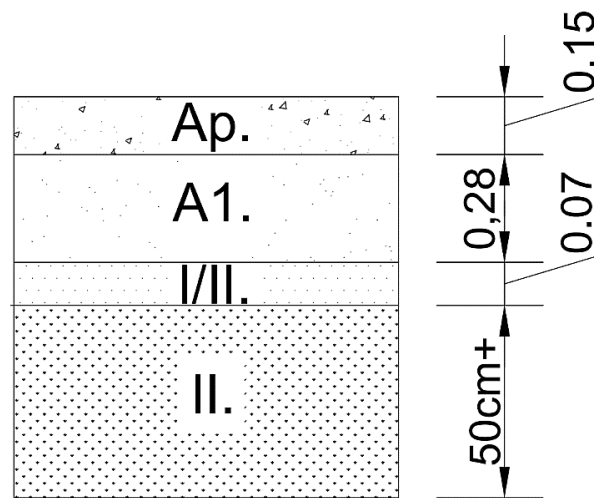


Figura 8.8| Perfil de suelo. Serie Puerto Yerua.

Fuente: Elaboración Propia.

- **Ap:** 00-15 cm; pardo grisáceo muy oscuro, en húmedo; franco-arenoso; estructura granular y en bloques subangulares, medios, débiles y granular simple; suelto en seco; muy friable en húmedo; limite claro, suave.
- **A1:** 15-43 cm; gris muy oscuro, en húmedo; franco-arenoso; estructura en bloques subangulares más bloques angulares irregulares, medios y gruesos, débiles; ligeramente duro en seco; friable en húmedo; barnices, escasos, finos; limite claro, ondulado.
- **I/II:** 43-50 cm; pardo grisáceo muy oscuro, en húmedo; arcillo-arenoso, con cantos rodados de hasta 7 mm; estructura en prismas compuestos irregulares, medios, débiles, que rompen en bloques subangulares más agregados cuneiformes, medios, moderados; friable en húmedo; barnices ("humic-skins"), escasos, finos; caras de fricción ('slickensides') escasas, finas, no interceptadas; moteados de hierro-manganeso profusos (2.5YR 3/6); limite gradual, ondulado.
- **II:** 50 cm+; 70% de materiales grisáceos y 20% de materiales rojizos, rojo-rojo oscuro, arcillo-arenoso, con cantos rodados de hasta 1 cm; estructura en prismas compuestos irregulares, que rompen en bloques angulares irregulares y agregados cuneiformes, medios, moderados; muy duro en seco; firme en húmedo; caras de fricción ('slickensides') comunes, medias, poco interceptadas; moteados de hierro-manganeso abundantes, finos y medios, precisos rojo oscuro ; concreciones de hierro- manganeso de hasta 5 mm.

8.4.3.1 Variabilidad de rasgos

El epipedón comprende generalmente un Ap y un A1 (a veces, un A1 y un AC); varía de areno-franco a franco arenoso (10-12% de arcilla y 60-80% de arena fina y media); tiene 1,5-2% de materia orgánica y colores oscuros. Por el porcentaje bajo de saturación de bases no puede ser clasificado como epipedón mólico. Su profundidad oscila entre 30-60 cm.

La capa transicional (I/II) varía de 5-20 cm; tiene más materia orgánica que el horizonte A1 o el AC y también algo más de arcilla que el II. Probablemente puede considerarse como una última etapa de sedimentación (más arcilla) y de acumulación de materia orgánica desde los horizontes superficiales (cutanes de materia orgánica).

La variación de la capa II se conoce poco. El porcentaje de material rojo oscuro que la integra oscila aproximadamente entre 10-30% y es una característica típica de la serie.

Se encuentra en las lomas altas del área con suelos arenosos rojizos, cerca del río Uruguay. Son áreas altas, suavemente onduladas, generalmente con pendientes de 1-2%.

8.4.3.2 Drenaje

Moderadamente bien drenado (las concreciones de hierro-manganeso datan, probablemente, de la época de sedimentación de los materiales); escurrimiento superficial moderado. Permeabilidad rápida en los horizontes superficiales, y muy lenta en los subsuperficiales. Napa freática profunda. Grupo hidrológico C.

8.4.3.3 Erosión

La serie Puerto Yerúa no presenta erosión, pero tiene leve peligro de sufrirla.

8.4.4 Serie Mandosivi

Pertenece a la familia "franco gruesa sobre arcillosa fina, somera, térmica" de los Hapludoles fluventicos (suelos arenosos pardos o "mestizos", con subsuelo denso).

Suelos moderados a imperfectamente drenados, de textura areno-franca sobre materiales gleizados a 40-50 cm muy densos y poco permeables, franco-arcillo-arenosos y franco-arcillosos a francos.

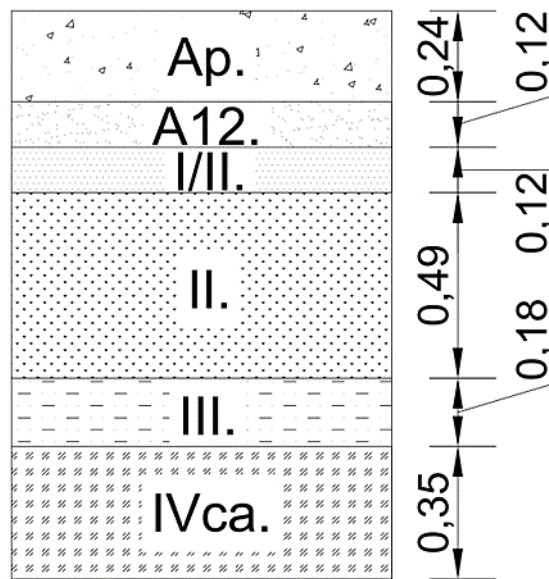


Figura 8.9| Perfil de suelo. Serie Mandisovi

Fuente: Elaboración Propia.

- **Ap** :00-24 cm; gris muy oscuro, en húmedo; areno-franco; estructura en bloques subangulares y bloques angulares irregulares, medios, débiles; muy friable en húmedo; limite gradual, suave.
- **A12**: 24-36 cm; pardo grisáceo muy oscuro, en húmedo; franco-arcillo-arenoso; estructura en bloques angulares irregulares, medios, moderados a débiles; firme en húmedo; moteados de hierro-manganeso comunes, finos y débiles; 1% de grava de 0,5 cm de diámetro; limite abrupto, suave.
- **I/II** :36-48 cm; pardo grisáceo muy oscuro, en húmedo; franco; estructura en prismas compuestos irregulares, medios, débiles, que rompen en bloques angulares irregulares, medios, moderados; duro en seco; firme en húmedo; barnices ("clay-skins") comunes, finos, inherentes al material; concreciones de hierro-manganeso escasas, finas; limite gradual, suave.
- **II(g)** :48-97 cm; mezcla de materiales: 70% gris oscuro y 30% rojo amarillento, en húmedo; franco; estructura en prismas compuestos irregulares, medios, moderados, que rompen en bloques angulares irregulares con tendencia cuneiforme, medios, moderados; extremadamente duro en seco; firme en húmedo; barnices ("clay-skins"), comunes, finos; caras de fricción ('slickensides') comunes, medias a gruesas; concreciones de hierro-manganeso abundantes de hasta 3 mm de diámetro; chorreaduras de materia orgánica; limite difuso, suave.

- **III:** 97-115 cm; pardo oscuro en húmedo; franco; estructura en bloques aplanados con tendencia cuneiforme, gruesos a medios, moderados; extremadamente duro en seco; firme en húmedo; barnices ("clay-skins") comunes, finos; caras de fricción ('slickensides') escasas, finas a medias; concreciones de hierro-manganeso comunes de hasta 3 mm; chorreaduras de materia orgánica; limite difuso, suave.
- **IVca :**115-150 cm; pardo oscuro, en húmedo; franco-arenoso; estructura en bloques angulares irregulares gruesos, débiles; extremadamente duro en seco; firme en húmedo; barnices ("clay-skins") comunes, finos, inherentes al material; moteados de hierro-manganeso comunes a abundantes, finos y precisos; concreciones de hierro- manganeso escasas de hasta 1 mm; concreciones calcáreas comunes, duras, de hasta 2 mm de diámetro.

8.4.4.1 Variabilidad de rasgos

El epipedón comprende un A1 o Ap de 35-45 cm de espesor oscuro, areno-franco a franco-arenoso, con alrededor de 1,5-2 % de materia orgánica.

El horizonte transicional I/II varía entre 10-20 cm de espesor; normalmente es franco-arcillo-arenoso y a veces presenta mayor porcentaje de arcilla que los horizontes subyacentes. Probablemente se trata de una última etapa de sedimentación (más arcilla).

Los materiales II (gredas) se encuentran a 45-55 cm de profundidad; color pardo grisáceos con inclusiones de material rojizo, a veces están semi gleizados. En esta capa es característica la presencia de abundantes concreciones de hierro-manganeso. Aproximadamente a los 100 cm, se encuentra una capa con concreciones calcáreas, la cual en algunos perfiles descriptos parece una marga, por la gran acumulación de carbonatos que posee. Su variación se conoce poco.

La serie Mandisovi es típica de las partes más altas de los brazos del río Uruguay.

8.4.4.2 Drenaje

Moderado a imperfectamente drenados (las concreciones de hierro-manganeso datan probablemente de la época de la sedimentación); escurrimiento superficial moderado. Permeabilidad rápida en el epipedón y muy lenta en los horizontes subsuperficiales. Napa freática profunda. Grupo hidrológico C.

8.4.4.3 Erosión

La serie Mandisovi se encuentra levemente erosionada, y tiene moderado peligro a la misma.

8.4.5 Serie los Charrúas.

Pertenece a la familia “franco mixta, térmica” de los Arguidoles vérticos.

Los suelos de esta serie son profundos y de colores oscuros. Los materiales originarios que formaron esta serie están constituidos por una mezcla de los sedimentos arcillosos, redepositados con materiales arenosos característicos de las terrazas del Río Uruguay.

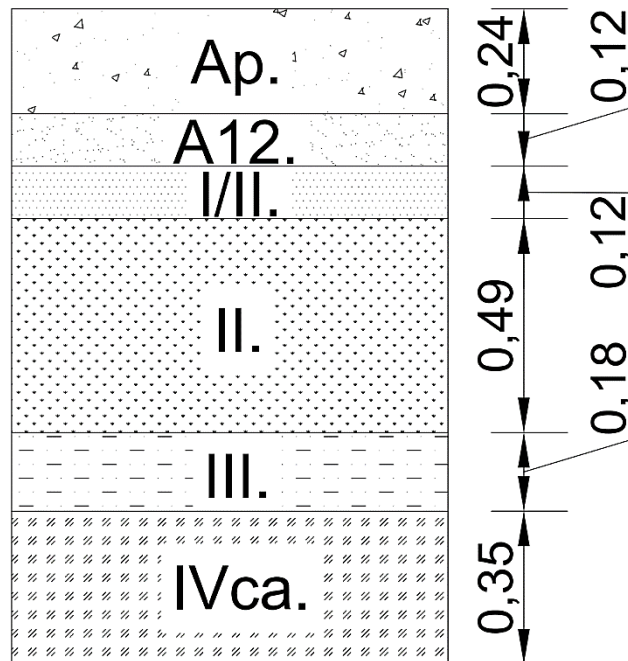


Figura 8.10| Perfil de suelo. Serie Los Charrúas

Fuente: Elaboración Propia.

- **A1:** 00-15 cm, negro (10YR 2.5/1) en húmedo; gris oscuro (10YR 4/1) en seco; franco a franco-arcilloso; estructura en bloques subangulares, medios, moderados, duro en seco, friable en húmedo, barnices (“humic-skins”) escasos, finos, moteados de hierro-magnesio comunes, finos y precisos, horizonte levemente lixiviado por las caras, limite claro, suave.
- **A3:** 15-29 cm, negro (10YR 2.5/1) en húmedo, franco-arcilloso-limoso (liviano), estructura en bloques subangulares más bloques angulares redondeados, medios, moderados, con tendencia a prisma compuestos irregulares, duro en seco, friable en húmedo, barnices (“humic-skins) comunes, finos, moteados de hierro-manganeso escasos, finos y débiles, correcciones de hierro manganeso comunes, de hasta 2 mm, limite claro, suave.
- **B21t:** 29-60 cm, gris muy oscuro (10YR 3/1) en húmedo, franco-arcilloso, estructura en prismas compuestos irregulares, medios, moderados, que rompen en bloques

angulares irregulares y bloques angulares irregulares con tendencia cuneiformes, medios, moderados, muy duro en seco, firme en húmedo, barnices (“clay-humic-skins”) abundantes, finos, caras de fricción (“slickensides”) abundantes, poco interceptados, moteados de hierro-manganeso escasos, finos y débiles, concreciones de hierro-manganeso comunes, de hasta 2mm, horizonte con 3% de cantos rodados, limite gradual, suave.

- **B22t:** 60-76 cm, gris oscuro (10YR 4/1) en húmedo, franco-arcilloso, estructura en prismas compuestos irregulares, medios, moderados, que rompen en bloques en bloques angulares irregulares y bloques angulares irregulares con tendencia cuneiformes, medios, moderados, muy duro en seco, firme en húmedo caras de fricción (“slickensides”) comunes, finas, poco interceptados, moteados de hierro-manganeso escasos, finos y débiles, concreciones de hierro-manganeso comunes, de hasta 2mm, horizonte con 3% de cantos rodados y chorreaduras de materia orgánica, limite gradual, suave.
- **B3ca:** 76-115 cm, pardo oscuro (10YR 3/3) en húmedo, pardo (10YR 5/3) en seco, franco-arcilloso, estructura en bloques angulares irregulares y bloques irregulares con tendencia cuneiformes, medios y gruesos, débiles, muy duro en seco, friable en húmedo, caras de fricción (“slickensides”) comunes, medias y finas, no interceptadas, moteadas de hierro-manganeso escasos, finos y precisos, concreciones calcáreas abundantes, de hasta 3mm, horizontes con 3% de cantos rodados.

8.4.5.1 Variabilidad de rasgos.

Tiene un epipedón de 25-35 cm de espesor de textura franca y colores oscuros, que incluye un A1 y A3 o B1, localmente lixiviado.

Subyace un horizonte B2, franco arcilloso arenoso a franco, de color oscuro, con abundantes barnices arcillo-húmicos y caras de fricción (“slickensides”) poco interceptadas. Son comunes las correcciones de hierro-manganeso, que aparecen en el perfil a partir de este horizonte.

El horizonte B3 es cálcico y de color algo más claro que los anteriores. El porcentaje de arena disminuye con la profundidad. Son abundantes las correcciones de carbonatos con un diámetro de hasta 3mm, que aparecen a partir de los 75-80 cm.

La serie Los Charrúas está ubicada en un paisaje ondulado a suavemente ondulado. Las pendientes son largas (1000-1500 m), con una intensidad de 3% aproximadamente.

8.4.5.2 Drenaje

Imperfectamente drenado, escurrimiento superficial lento. Permeabilidad lenta a muy lenta. Napa freática profunda. Grupo hidrológico C.

8.4.5.3 Erosión

No presenta erosión.

8.4.6 Serie Calabasillas

Pertenece a la familia "franca fina, mixta, térmica" de los Hapludoles fluventicos (suelos arenosos pardos o "mestizos", con subsuelo denso).

Son suelos oscuros, con un epipedón de 35 a 45 cm de espesor, de textura franca, seguido por una discontinuidad litológica (II) -de origen fluvial- que consiste en sedimentos franco-arcillosos y de colores pardos, que pueden tener hasta un 10 % de inclusiones de materiales amarillentos con abundantes concreciones de hierro-manganeso y con cantos rodados finos.

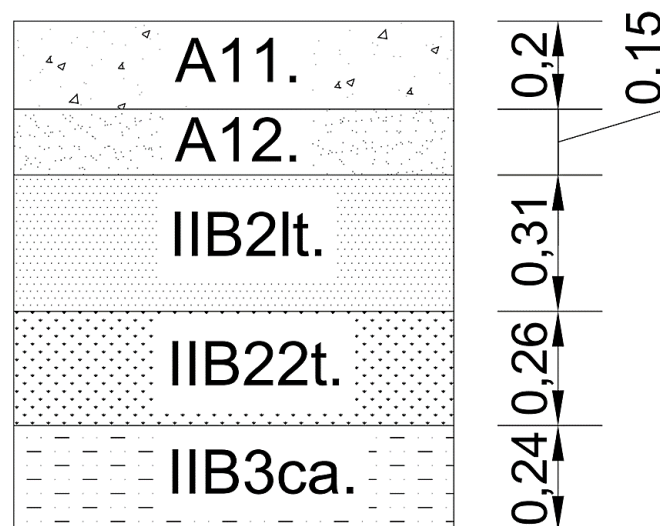


Figura 8.11 | Perfil de suelo. Serie Calabasilla.
 Fuente: Elaboración Propia.

- **All** :00-20 cm; (10YR 2,5/1) en húmedo; (10YR 4/1) en seco; franco-arcillo-arenoso; estructura en bloques subangulares, medios, moderados; duro en seco; friable en húmedo; barnices ("humic-skins"), comunes, finos; moteados de hierro escasos, finos y débiles; concreciones de hierro-manganeso abundantes, de hasta 3 mm; limite claro, suave.

- **A12:** 20-35 cm; (10YR 2,5/1) en húmedo; franco-arcillo-arenoso; estructura en prismas compuestos irregulares, medios, que rompen en bloques angulares irregulares, medios, moderados; friable en húmedo; barnices ("clay-humic-skins") abundantes, finos; concreciones de hierro-manganeso abundantes, de hasta 3 mm; limite abrupto, suave.
- **IIB2lt:** 35-66 cm; (7,5YR 3/2) en húmedo; arcillo-arenoso; estructura en prismas compuestos irregulares, medios, moderados, que rompen en bloques angulares irregulares con tendencia cuneiforme, medios, moderados; firme en húmedo; barnices ("clay-humic-skins") comunes, finos; caras de fricción ('slickensides') abundantes, interceptadas; concreciones de hierro-manganeso abundantes, de hasta 2 mm; horizonte con 2% de cantos rodados; limite claro, suave.
- **IIB22t:** 66-92 cm; (7,5YR 3/2) en húmedo; franco-arcillo-arenoso; estructura en bloques angulares irregulares, medios, débiles; firme en húmedo; caras de fricción ("slickensides") abundantes, finas, no interceptadas; moteados de hierro-manganeso comunes, finos y precisos; concreciones de hierro-manganeso comunes, de hasta 1 mm; horizonte con 5% de cantos rodados, de 5 mm de diámetro; limite claro, suave.
- **IIB3ca :** 92-116 cm; (7,5YR 4/4) en húmedo; franco-arcillo-arenoso; friable en húmedo; moteados de hierro-manganeso comunes, finos y precisos; concreciones de hierro-manganeso escasas, de hasta 0,5 mm; concreciones calcáreas comunes, de hasta 4 mm; horizonte con 5% de cantos rodados de hasta 5 mm de diámetro.

8.4.6.1 Variabilidad de rasgos

La variabilidad de rasgos está determinada principalmente por el mayor o menor espesor del epipedón, que tiene buena estructuración y contiene 35 a 45 % de arena, con buen nivel de materia orgánica.

Los horizontes subsuperficiales muestran caras de fricción ("slickensides") y se observan grietas en las épocas de sequías. Presentan texturas franco-arcillosas, estructura débil a masiva, son muy poco permeables y penetrables por las raíces.

Suelos desarrollados en la terraza antigua del río Uruguay, de relieve suavemente ondulado, con pendientes de alrededor del 2 % de gradiente.

8.4.6.2 Drenaje

Imperfectamente drenados. Permeabilidad muy lenta. Escurrimiento superficial medio. Napa freática profunda. Grupo hidrológico D.

8.4.6.3 Erosión

La serie Calabacilla presenta una erosión actual leve, y la susceptibilidad la misma es moderada.

En función a las cartas de suelos y el informe del relevamiento exploratorio se puede concluir que en nuestra zona de estudio los suelos son mayormente arenoso del tipo entisol, son suelos jóvenes formados sobre abanicos aluviales recientes, sobre llanuras de inundación, carecen de horizontes desarrollados. El material que les da origen se encuentra poco alterado y generalmente éstos han tenido, mayoritariamente, modificaciones físicas producto de la intemperización. El otro tipo de suelo que predomina en la zona son los arcillosos del tipo vertisol. Son suelos minerales que se caracterizan por presentar un alto contenido de arcillas del tipo 2:1 las que presentan la cualidad de expandirse o contraerse con la presencia o ausencia de humedad en el suelo. Durante la época de escasez de agua, al contraerse las arcillas, se forman grietas o fisuras desde la superficie del suelo hacia abajo con tamaños de 1cm de ancho por 50 cm de profundidad como mínimo. Poseen una elevada capacidad de intercambio catiónico, lo que les confiere una buena fertilidad natural. Desde el punto de vista silvoagropecuario, estos suelos pueden presentar problemas en su manejo, producto de la gran probabilidad de ruptura de raíces generadas por la contracción del suelo, al existir en éste un déficit de agua.



Suelo arcillo tipo vertisol



Suelo arenoso tipo entisol

*Figura 8.12 | Tipo de suelo
 Fuente: Ing. Fernando Raffo*

8.5 Alternativa de cultivo

Tras haber completado la caracterización de la zona de riego, se avanza en la tarea de delimitar las parcelas y decidir qué especies van a ser utilizadas para la forestación.

Para determinar las mejores opciones, se lleva a cabo un estudio comparativo de las diferentes especies de árboles cultivadas en la zona (ver tabla). Se consideran las características

individuales de cada especie, así como los requisitos básicos que cada una de ellas demanda. De esta manera, se identifican las especies más adecuadas para el terreno donde se llevará a cabo el proyecto forestal.

	Álamo (<i>populus alba</i>)	Pino (<i>Pinus pinea</i>)	Sauce (<i>Salix x argentinensis</i>)	Eucalipto (<i>Eucalyptus</i>)	Kiri (<i>Paulownia tomentosa</i>)
Familia	Salicáceas	conífera	Salicáceas	Myrtaceae	Paulowniaceae
requerimientos de luz	Requieren mucha luz. No se aconseja tener más de 150 ejemplares en una hectárea.	Pleno sol (se recomiendan distancias 3x3)	Requiere mucha luz	Aproximadamente 6 horas diarias (distancias: 1,5 m sobre hilera y 2,5 m entre hilera)	El sol no debería dar directo en el agua de riego pero si en la planta (ideal ladera norte)
requerimientos de suelo	> suelos húmedos y aireados (arenosos ideal, arcillas NO) > pH 5,8 a 7,8 > 50 mg/kg de Nitrógeno, 30 mg/kg de Fósforo y 100 mg/kg de Potasio	>pH: 6,5 a 6,8 >Suelo seco a medio, bien drenado. >deben recibir un abono completo con nitrógeno, fósforo y potasio (10-8-6)	>suficiente humedad (riberas de ríos o lagos) >pH ácido, neutro o alcalino. >lugares donde existan afluentes de agua > textura arenosa, franca, arcillosa o muy arcillosa.	>estructura indiferente (arcillosa, limosa o arenosa) >pH 5,5 a 6,5 >La relación N:P:K óptima 1:0,6:1,6	> pH 5,0 a 7,0 (puede ir de 4,5 a 7,5) >Suelo arcilloso permeable, de consistencia arenosa a ligera
requerimientos de Oxígeno	el encharcamiento prolongado de los primeros 50 cm de suelo, es causa de asfixia de las raíces	Las raíces necesitan oxígeno para sobrevivir, pero regar demasiado lo ahogará. El encharcamiento y ahogamiento de sus raíces le perjudican.	resisten la asfixia por más tiempo que los álamos (aunque también son salicáceas). Las raíces almacenan agua para resistir las sequías.	Preferentemente sin encharcamiento.	SIN encharcamiento porque las raíces sufren putrefacción
requerimientos de agua	800 a 1200 mm durante la estación de crecimiento (sept-abril). Riego	(mucho agua es perjudicial)	Muy sensible a la sequía. Pocos riegos y constantes durante la primavera.	Riego medio (no sequía, no abuso de agua)	Precipitación media >800 mm Muy sensible a la sequía. Requerimiento

	constante que penetre en las raíces sin encharcar.		Luego se aplicarán riegos abundantes, pero más escasos durante el resto del año.		periódico de agua durante los años de crecimiento.
requerimientos de temperatura	poseen gran tolerancia a temperaturas bajas y heladas severas. Temperaturas mayores de 26 °C pueden afectar el ejemplar.	son plantas características de climas fríos con heladas intensas. No se congelan. Se adapta bien a zonas que alcanzan calor extremo.	Las temporadas de frío no le perjudican, soporta heladas hasta los -7 °C temperaturas mayores a los 30 °C pueden dañar su estructura.	Ideal entre 20-30 °C. Toleran ligeras heladas de -3 °C a -5 °C	Temperatura mínima de -24° C Temperatura máxima de 45 ° C
Tiempo en alcanzar altura total	4-6 años	20 años	+20 años	8-10 años	7 años

Tabla 8-7| Comparativa de especies para forestar.

Fuente: elaboración propia.

Luego de un análisis detallado de todas las variantes se decidió que tres de estas especies se adaptan a las características y necesidades del proyecto: Álamo, eucalipto y Kiri para las zonas que se encuentran arriba de los 10m de cota y Sauces para las zonas que se encuentran por debajo de la misma. Se deberá tener en cuenta que el Eucalipto podría afectar furutas replantaciones debido a la posibilidad de que sus raíces modifiquen el pH del suelo, se recomienda analizar antes de replantar. No se tendrá en cuenta la especie Pino para este proyecto ya que las temperaturas mayores a 30 °C le son perjudiciales, no debería recibir riego constante y las distancias de plantación deben ser superiores a los 3m. Éstas características distintivas condicionaban el proyecto y se decidió optar por especies con requisitos más uniformes.

La elección se hizo considerando que el terreno donde se desarrollará el proyecto forestal tiene suelos de consistencia arenosa con capas de arcilla en la profundidad óptimos para los tipos de plantaciones escogidas. El drenaje moderado y el escurrimiento lento son aptos para la plantación de Álamo y Kiri (característica del suelo que también es adverso para el Pino, situación insalvable que no permitía su plantación).

Las características eólicas de la zona donde se encuentra el terreno podrían afectar el crecimiento de la plantación forestal durante los primeros años, es por eso por lo que se decidió ubicar una plantación de Sauces en el extremo este del terreno, que oportunamente también

corresponden a las zonas más bajas del emplazamiento. Este tipo de árboles resisten el encharcamiento, además de crecer en condiciones de mucha humedad (en orillas de ríos y arroyos). El requerimiento de luz de esta especie también logra que esa ubicación sea ideal, ya que obtiene la luz del sol desde el este sin obstáculos.

Las especies que fueron elegidas para las zonas altas tienen una amplia tolerancia a las temperaturas, soportando las heladas en invierno y el calor en verano y cuentan con el beneficio comercial de ser especies que alcanzan gran altura en pocos años. Pudiendo alcanzar su altura máxima antes de cumplir 10 años de su plantación. El Kiri, cuenta con el beneficio de tener hojas perennes, situación que puede beneficiar el acceso a su entorno durante todo el año, aunque cuenta con flores que caen durante el invierno. Durante la misma estación el Álamo pierde sus hojas, situación que sería favorecedora para el tipo de riego por goteo. Por otro lado, las características necesidades de humedad permanente del Sauce, sumado a la ubicación más baja del terreno podrían convertir a éste especie en una buena candidata para el riego por gravedad.

8.6 Demanda hídrica.

Las lagunas de reservorio reciben el efluente desde las lagunas de tratamiento cuyo caudal diario es de 13.508 m³/día.

Se considera que la pérdida de volúmenes por efecto del trasegado, bombeo, de la aireación, tránsito lento y en especial a la gran y prolongada exposición al viento y a los rayos solares en un diseño de lagunas poco profundas y de gran superficie relativa, es del orden del 30%, es decir que dispondremos para el bombeo a riegos de aprox. 9.455,60 m³/día.

8.7 Consumo hídrico de la forestación

Para el presente proyecto se ha seleccionado especies forestales de alto rendimiento de madera, con gran capacidad de consumo hídrico debido a sus grandes y extensos sistemas radiculares y foliares (álamos y eucaliptos), con gran capacidad de absorción reactiva y acción enzimática radicular (álamos, eucaliptos, y sauces).

Las altas densidades de 833 plantas por ha. en álamos, eucaliptos y pinos en un damero muy experimentado de cuatro metros entre líneas constituye un muy buen corredor de aire y por ende de captación de CO₂ en gran escala por la fácil renovación de la masa atmosférica disponible.

Se logrará así un gran potencial de consumo, y debe ser un objetivo de la Dirección Técnica incentivar un crecimiento y desarrollo continuo con riegos abundantes y oportunos para mantener activo todo el potencial radicular y foliar, clave del máximo crecimiento y máximo consumo (nutrientes y agua).

La parcela de sauce con mayor densidad (1.250 pl/ha) y manteniendo el corredor de cuatro metros entre líneas soportará los barros residuales y mayor humedad por la capacidad remediativa.

Tanto los álamos como los eucaliptos con densidades de 625 plantas en secano con una dotación de lluvia de 12.000 m³/ha/año cuya eficacia productiva se considera del 60% especialmente por pérdida de escurrimiento en precipitaciones máximas o por infrecuencia de las lluvias o precipitaciones inferiores que apenas superan la canopia y se evaporan en superficie y representan unos 7200 m³/ha/año. Bajo riego de E.T. que aportan N, P y otros nutrientes con densidades de 833 pl. / ha, se podrá descargar unos 18.000 m³/ha/año que bien administrados por el sistema de acequias podrán duplicar la superficie foliar, el sistema radicular y en especial una continuidad ininterrumpida en la función fotosintética. La captación de energía y nutrientes y evitar así estrés temporario, sequía estacional, marchitez temporaria o defoliación parcial que afectan seriamente el crecimiento y la producción del macizo forestal.

La descarga teórica de E.T. disponible para riego será de 18.000 m³/ha/año

Para las 25 ha: 18.000 m³ /ha/año x 25Ha = 396.000 m³/ año

Aporte de lluvia esperable en las 25 ha.: 7.200 m³/ha/año = 180.000 m³/año

576.000 m³/año

Teniendo en cuenta el volumen aprovechable aportado por las lluvias en esta área (7.200 m³/ha/año) el volumen que podremos aportar en riego de E.T. será del orden de los 10.000 m³ en el 2° verde (segundo año de implantación) para crecer a 18.000 m³/ha/año a partir del 4° y 5° verde.

La disponibilidad teórica para las plantas en ese momento será de 25.200 m³/ha/año sumando lluvia más riego, lo que hace el total de 576.000 m³ para la plantación de 25 ha. Esta cifra en bruto es un referente y se considera óptima para el mejor desarrollo del Proyecto Forestal.

El regante va a manejar muchas variables: duración del día, insolación, temperatura ambiente, velocidad del viento, temperatura del suelo, estado fenológico de la especie a regar, estado de las acequias, lluvias, largo de las acequias, percolación, Etc. que deberá tener en cuenta al

momento de regar, pero respetando la salud del suelo y de la planta puede “gastar” más pues tenemos margen para ello.¹

8.8 Superficie Necesaria

La superficie necesaria incluye, la cultivada, la requerida para las instalaciones de pretratamiento, zonas de amortiguación, accesos y depósitos de almacenamiento. La superficie de campo requerida para este proyecto se eligió una separación entre surcos de 3 metros y entre plantas de 4 metros, por lo que un árbol ocupará 12 metros cuadrados, sabiendo ese dato se obtiene que por hectárea se puede plantar 833 árboles.

El espacio seleccionado entre hileras de 4 metros está pensado en función de la mecanización de las tareas de limpieza y desmalezado.

El proyecto completa la forestación en el predio de la agrotecnia, si bien sabemos que necesitamos 160 hectáreas para que el efluente se cero,

El proyecto forestal para el uso del efluente tratado estará formado por:

- 9 Ha. de Eucaliptos.
- 7 Ha. de Álamos.
- 5.8 Ha. de Sauce.
- 2.7 Ha. de Kiri.

¹ Proyecto productivo remediativo Fadel. Aldo Rudi

9 CAPITULO 9: ANTEPROYECTO

El siguiente anteproyecto presenta la idea previa en torno a la cual se desarrolla el proyecto, esbozando las líneas fundamentales que se pretenden desarrollar posteriormente en la etapa ejecutiva.

Para el correcto desarrollo del anteproyecto debimos establecer los alcances de este, los cuales fueron delimitados de la siguiente forma:

- Bosquejo de lagunas de reservorio.
- Cálculo de movimiento de suelos para verificar una compensación de volúmenes;
- Predimensionado del sistema de conexión entre lagunas y reservorios;
- Predimensionado de cañerías.
- Proyección de un sistema de bombeo híbrido para los sistemas de toma de agua;
- Esquema del sistema de riego en el terreno piloto
- Esquema de un humedal artificial a partir de rebalse de la laguna de reservorio III.

9.1 Solución abordada

Se ha propuesto como solución al problema la creación de tres lagunas de reservorio. La primera, denominada laguna de reservorio Uno (LRI), se destinará al riego de los terrenos ubicados al norte. La segunda, laguna de reservorio Dos (LRII), funcionará como punto de transferencia hacia la tercera, Laguna de Reserva Tres (LRIII), la cual se utilizará para el riego de los terrenos de la escuela agrotécnica y, eventualmente, actuará como punto de transferencia hacia una cuarta laguna planificada en terrenos opuestos. En caso de que el efluente de la LRIII no se emplee, se canalizará por rebalse hacia un sistema de humedales.

Se adjunta a continuación un esquema que ilustra la problemática a abordar.

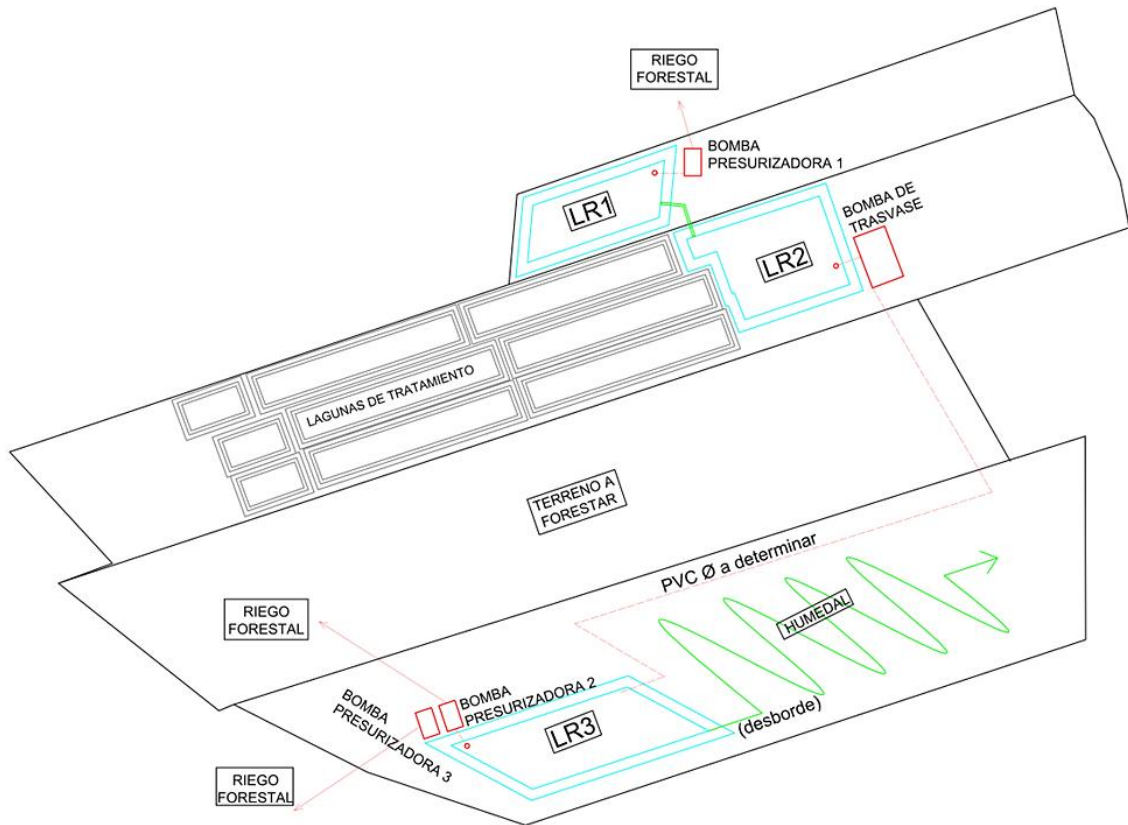


Figura 9.1 | Esquema anteproyecto laguna de Reservorio.
 Fuente: Elaboración Propia.

9.2 Predimensionado de las lagunas de reservorio.

Para el predimensionado de las lagunas de reservorio, se ha tenido en cuenta el caudal total de efluente crudo que ingresa al sistema, el cual asciende a 13,508 m³/día. Con base en esta información y al adoptar un tiempo de retención de 8 días, se lleva a cabo el cálculo del volumen total que las lagunas de reservorio deben ser capaces de almacenar.

$$V_L = 13.508 \frac{m^3}{día} * 8 \text{ días} \Rightarrow \boxed{V_L = 108.064 m^3}$$

Al adoptar un tirante líquido de 2,5 metros, se puede determinar la extensión de la superficie que ocuparán las lagunas del reservorio.

$$A_L = \frac{V_L}{Z} \Rightarrow A_L = \frac{108.064 m^3}{2,5 m} \Rightarrow \boxed{A_L = 43.225,60 m^2 = 4,32 \text{ Hectáreas}}$$

Se ha decidido asignar un área total de 4,5 hectáreas para las lagunas, distribuyéndola en dos cuerpos: uno de 2 hectáreas y otro de 2,5 hectáreas

A continuación, se presenta un bosquejo de la distribución de estas.



Figura 9.2 | Distribucion de lagunas de reservorio.

Fuente: Elaboración Propia.

Como se observa en la imagen, también se prevé una tercera laguna, ya que la laguna de reservorio II, actuará como rebalse hacia esta tercera laguna, la cual tendrá las mismas dimensiones que la laguna de reservorio II, y la misma se utilizará para riego de los terrenos de la escuela agro-técnica, y en caso de no utilizar todo el efluente, se prevé un desborde de esta hacia un humedal.

9.3 Cálculo del movimiento de suelo.

En esta instancia de anteproyecto, se realizó un cálculo aproximado del movimiento de suelo de cada una de las tres lagunas de reservorio, en la siguiente tabla se puede observar el volumen de desmonte y terraplén de cada una de ellas.

	Volumen Desmonte (m ³)	Volumen Terraplen (m ³)	Total (m ³)	
Laguna de Reservorio I	12948,48	26982,78	-14034,30	Terraplen
Laguna de Reservorio II	41872,775	9902,05	31970,72	Desmonte
Laguna de Reservorio III	58632,53	13031,70	45600,83	Desmonte
Total (m ³)			63537,25	Desmonte

Tabla 9-1 | Volumen de suelo en lagunas

Fuente: Elaboración Propia.

9.4 Diseño toma de agua sobre laguna de reservorio (T1)

Para el prediseño de la toma flotante, se propone realizarla mediante una estructura metálica y tambores plásticos de 200 litros. Considerando las dimensiones de estos elementos, se sugiere que la balsa tenga una anchura de 1,80 metros y una longitud de 2,20 metros. A continuación, se presenta un esquema en planta de dicha toma.

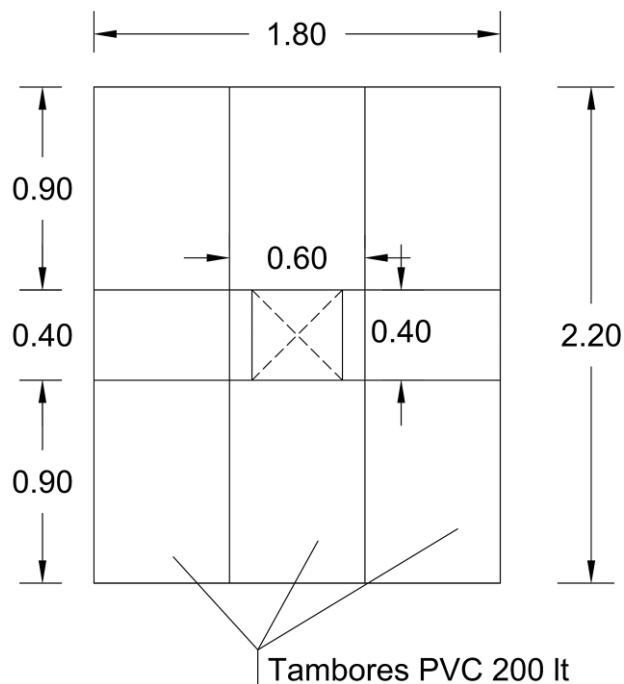


Figura 9.3 | Plano de Planta toma flotante.

Fuente: Elaboración Propia.

9.5 Predimensionado de las cañerías.

Para el predimensionado de la toma flotante, se considerará inicialmente el caudal de cada una de las lagunas. Se predimensionará el diámetro más grande de la cañería, teniendo en cuenta que dicho diámetro se reducirá a medida que se aleje de la toma flotante.

En el caso de la laguna de reservorio I, cuyo caudal diario se determinó previamente en 5943,52 m³/día, se empleará la ecuación de continuidad para determinar el diámetro de la cañería en función de este caudal.

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

Donde:

Q: Caudal (m³/seg)

V: Velocidad (m/s)

Se asume una velocidad de 1 m/s, considerada óptima para evitar posibles problemas como sedimentación o depósitos de materiales suspendidos en el agua.

$$Q = 5943,52 \frac{m^3}{día} * \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ hora}} * \frac{1 \text{ hora}}{60 \text{ min}} * \frac{1 \text{ min}}{60 \text{ seg}} * \frac{1000 \text{ lt}}{1 m^3} \Rightarrow \boxed{Q = 68,79 \frac{lt}{seg}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 68,79 \frac{lt}{seg} * m^3}{\pi * 1 \frac{m}{seg} * 1000 \text{ lt}}} \Rightarrow D = 0,296 \text{ m} \Rightarrow \boxed{D = 295,94 \text{ mm}}$$

Se adopta un diámetro comercial de 315 mm para la cañería de mayor tamaño que sale de la laguna de reservorio I. Los demás diámetros y pérdidas se determinarán en el proyecto ejecutivo.

Los demás diámetros de los caños de las otras lagunas, así como también sus pérdidas serán determinadas en el proyecto ejecutivo.

9.6 Cálculo de bombas de riego

Se realizará un primer cálculo de las mismas en función de los caudales de cada una de las lagunas. Se propone dividir dichos caudales para trabajar con bombas de menor capacidad. Además, se contempla una tercera bomba que actuará como respaldo en caso de avería o para realizar mantenimiento en las otras dos.

Para la laguna de Reservorio I, con un caudal de 5943,52 m³/día, se requerirán dos bombas, cada una con la capacidad de bombear 2971,76 m³/día. Con este caudal, se procederá al cálculo detallado.

$$Q = 2971,76 \frac{m^3}{día} * \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ hora}} * \frac{1 \text{ hora}}{60 \text{ min}} * \frac{1000 \text{ lt}}{1 m^3} \Rightarrow \boxed{Q = 2063,72 \frac{lt}{min}}$$

DATOS DE PRESTACIONES

50 Hz n= 1450 min⁻¹

MODELO	POTENCIA (P ₂)			PRESTACIONES			
	Trifásica	kW	HP	▲	Q l/min	H metros	
F4-32/160B	0.37	0.5		IE2	50 – 200	7.5 – 4.5	
F4-32/160A	0.37	0.5			50 – 225	9 – 5	
F4-32/200B	0.75	1		IE3	50 – 250	12.5 – 9	
F4-32/200A	1.1	1.5			50 – 250	14 – 10.5	
F4-32/200BH	0.75	1			50 – 150	11.3 – 9.2	
F4-32/200AH	0.75	1			50 – 160	13.8 – 11	
F4-32/250C	1.1	1.5		IE3	50 – 220	18.4 – 15	
F4-32/250B	1.5	2			50 – 250	21.7 – 17.4	
F4-32/250A	2.2	3			50 – 270	23.8 – 18.7	
F4-40/160B	0.37	0.5			IE2	50 – 320	7.5 – 3.5
F4-40/160A	0.55	0.75		50 – 350		9 – 4.5	
F4-40/200B	0.75	1		IE3	50 – 350	11.5 – 7	
F4-40/200A	1.1	1.5			50 – 350	13.8 – 10	
F4-40/250C	1.1	1.5			50 – 400	15.5 – 10	
F4-40/250B	1.5	2			50 – 400	17.5 – 12	
F4-40/250A	2.2	3		IE3	50 – 400	22 – 17	
F4-50/125B	0.55	0.75			IE2	150 – 600	5 – 2
F4-50/125A	0.55	0.75				150 – 600	6 – 3
F4-50/160B	0.75	1			IE3	150 – 650	8 – 3.8
F4-50/160A	1.1	1.5		150 – 700		9.3 – 4.5	
F4-50/200C	1.5	2		200 – 850		11 – 7.5	
F4-50/200B	2.2	3		200 – 850		13 – 9.5	
F4-50/200A	2.2	3		IE3	200 – 900	15 – 11.2	
F4-50/200AR	3	4			200 – 900	17 – 13.2	
F4-50/250D	1.1	1.5			150 – 650	12.5 – 5	
F4-50/250C	1.5	2			150 – 700	14 – 5	
F4-50/250B	2.2	3		IE3	150 – 700	18 – 10.5	
F4-50/250A	2.2	3			150 – 700	20 – 13	
F4-50/250AR	3	4		150 – 700	23.5 – 17		
F4-65/125B	0.75	1		IE3	300 – 1100	4.7 – 3	
F4-65/125A	1.1	1.5			300 – 1200	5.7 – 4	
F4-65/160C	1.1	1.5			300 – 1100	7.5 – 5.5	
F4-65/160B	1.5	2			300 – 1200	9.1 – 5.7	
F4-65/160A	2.2	3		IE3	300 – 1200	10.1 – 7	
F4-65/200A	2.2	3			300 – 1250	12 – 8.5	
F4-65/200AR	3	4			300 – 1300	14 – 10	
F4-65/250B	4	5.5			200 – 1250	21.8 – 15.5	
F4-65/250A	5.5	7.5		IE3	200 – 1300	23.5 – 17	
F4-80/160D	1.5	2			300 – 2000	6.3 – 2.5	
F4-80/160C	2.2	3			300 – 2000	7.5 – 3.8	
F4-80/160B	2.2	3			300 – 2000	8.8 – 5	
F4-80/160A	3	4		IE3	300 – 2000	10 – 6.2	
F4-80/200B	4	5.5			300 – 1800	14 – 9	
F4-80/200A	5.5	7.5			300 – 1900	15.5 – 10.5	
F4-80/250B	5.5	7.5			300 – 1800	19.5 – 13.5	
F4-80/250A	7.5	10		IE3	300 – 1950	22 – 15	
F4-100/160B	2.2	3			400 – 2600	8.3 – 3.5	
F4-100/160A	3	4			400 – 2800	10 – 4.7	
F4-100/200C	4	5.5			400 – 2300	12.7 – 7	
F4-100/200B	5.5	7.5		IE3	400 – 2400	14.2 – 8.5	
F4-100/200A	5.5	7.5			400 – 2600	15.8 – 9.5	
F4-100/250B	7.5	10			400 – 2600	18.5 – 11.5	
F4-100/250A	9.2	12.5			400 – 2900	22 – 13.5	

Q = Caudal
 H = Altura manométrica total
 Tolerancia de las curvas de prestación según EN ISO 9906 Grado 3B.
 ▲ Clase de rendimiento del motor trifásico (IEC 60034-30-1)

Figura 9.4 | Datos de prestaciones de bombas. LRI

Fuente: Pedrollo.

Del folleto comercial se extrae que se requieren dos bombas de 10 HP para el riego de los terrenos del norte.

Las demás bombas y sus pérdidas serán determinadas en el proyecto ejecutivo.

9.7 Tratamiento Secundario En Humedales

Se plantea el trazado del excedente de la laguna de reservorio 3 hacia un sistema de humedales de flujo libre para llevar a cabo la última fase del tratamiento del efluente. Este método de tratamiento de aguas residuales utiliza procesos físicos, químicos y biológicos naturales presentes en el ecosistema suelo-agua-plantas, siendo eficaz en la eliminación de componentes como sólidos suspendidos, nitrógeno, fósforo y microorganismos.

Dado que el efluente ya ha pasado por un tratamiento lagunar inicial, la proporción de estos residuos sería mínima. El sistema de filtro fitobiológico implica redirigir el excedente de LR3 hacia una cañada ubicada al este de la misma, donde se generará un humedal en zigzag para realizar el tratamiento secundario del efluente no destinado al riego.

En dicha cañada, se formarán laberintos con el flujo del agua y se intercalarán árboles nativos como Sauces criollos, ceibos, curupís e Ingas. Teniendo en cuenta las características del terreno y del sistema secundario del proyecto, el humedal resultante será del tipo sistema de

flujo horizontal, con *Phragmites* sp, en un humedal subsuperficial. Este enfoque se emplea comúnmente para tratar aguas residuales urbanas o de origen agroindustrial.

En el proceso de diseño del biofiltro se proyectará un sistema para gestionar el caudal de salida del remanente de LR3. Para llevar a cabo esta tarea, se implementará una cámara que, mediante un sistema de rebalse, canalizará el flujo hacia una cañería de PVC con un diámetro de 110 mm.

Esta cañería de PVC dividirá de manera equitativa el caudal entre tres humedales de dimensiones idénticas. La finalidad de esta distribución uniforme es optimizar la eficiencia del tratamiento del efluente, asegurando que cada sector del biofiltro reciba una carga proporcionalmente equilibrada. Cada una de las cañerías conectadas a los humedales está equipada con una válvula ajustable, lo que otorga la capacidad de regular con precisión el flujo que llega a cada sector individualmente. Estas válvulas no solo proporcionan un control sobre la distribución del caudal, sino que también permite ajustes según las necesidades específicas de cada sección del biofiltro. Esta modularidad no solo optimiza la eficiencia operativa del sistema, sino que también facilita la adaptabilidad a cambios en las condiciones o requerimientos del tratamiento del efluente.

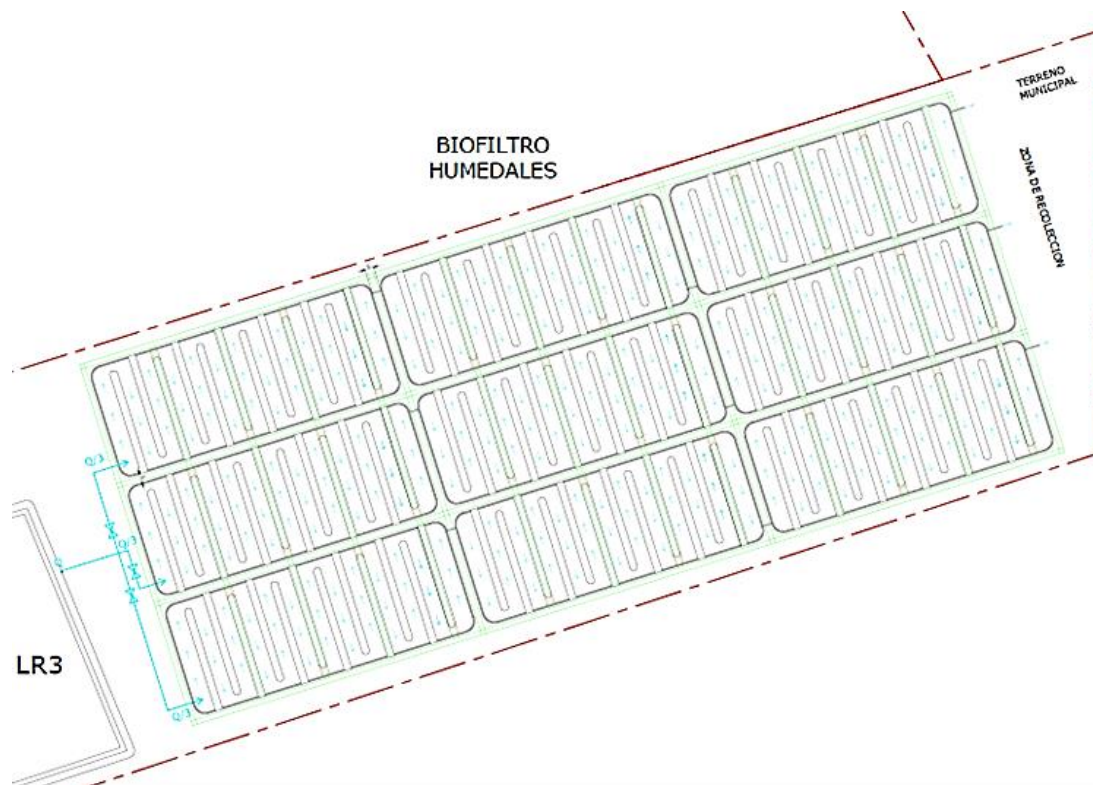


Figura 9.5| Diseño y ubicación de sistema de humedales

Fuente: elaboración propia

9.8 Esquema de diseño en el terreno de la escuela agro-técnica (terreno piloto).

Se plantea la implementación de un sistema de riego por surcos para las áreas destinadas a plantaciones forestales en el terreno de la escuela agrotécnica. La división del terreno en 6 canchales tiene como objetivo optimizar la eficiencia del riego, asegurando que los surcos tengan una longitud adecuada. De las 30 hectáreas totales del terreno, 24,50 hectáreas se destinarán específicamente para la plantación forestal, siendo el riego por surcos la estrategia preferida para esta área.

En el siguiente esquema tentativo se presenta el diseño propuesto:



Figura 9.6| Esquema anteproyecto

Fuente: Elaboración Propia

En el proyecto ejecutivo, se llevará a cabo un análisis exhaustivo de varios aspectos cruciales. Esto incluirá una evaluación detallada de la cantidad óptima de especies a ser plantadas, así como el diseño parcelario. Además, se realizará un análisis exhaustivo del terreno para comprender su topografía y características específicas, lo que permitirá un diseño preciso de los surcos para el riego. Además, se considerará la incorporación de una cortina forestal como parte integral del proyecto para proporcionar beneficios adicionales en términos de protección ambiental y estética.

10 CAPÍTULO 10: PROYECTO EJECUTIVO

10.1 Alcances del proyecto ejecutivo.

A continuación, se detallan los alcances del presente Proyecto.

- Diseño y cálculo de las lagunas de reservorio.
- Cálculo de movimiento de suelos para verificar una compensación de volúmenes.
- Diseño y cálculo de sistema de conexión entre lagunas y reservorios.
- Cálculo de cañerías para riego y conexiones.
- Proyección de un sistema de bombeo híbrido para los sistemas de toma de agua.
- Diseño de sistema de riego en el terreno del colegio agrotécnico.
- Diseño de una cortina forestal.

10.2 Solución abordada

Se ha propuesto como solución al problema la creación de tres lagunas de reservorio. La primera, denominada laguna de reservorio Uno (LRI), se destinará al riego de los terrenos ubicados al norte. La segunda, laguna de reservorio Dos (LRII), funcionará como trasvase hacia la tercera, Laguna de Reserva Tres (LRIII), la cual se utilizará para el riego de los terrenos de la escuela agrotécnica y, eventualmente, actuará como trasvase hacia una cuarta laguna planificada en terrenos opuestos. En caso de que el efluente de la LRIII no se emplee, se canalizará por rebalse hacia un sistema de humedales.

Se adjunta a continuación un esquema que ilustra la problemática a abordar.

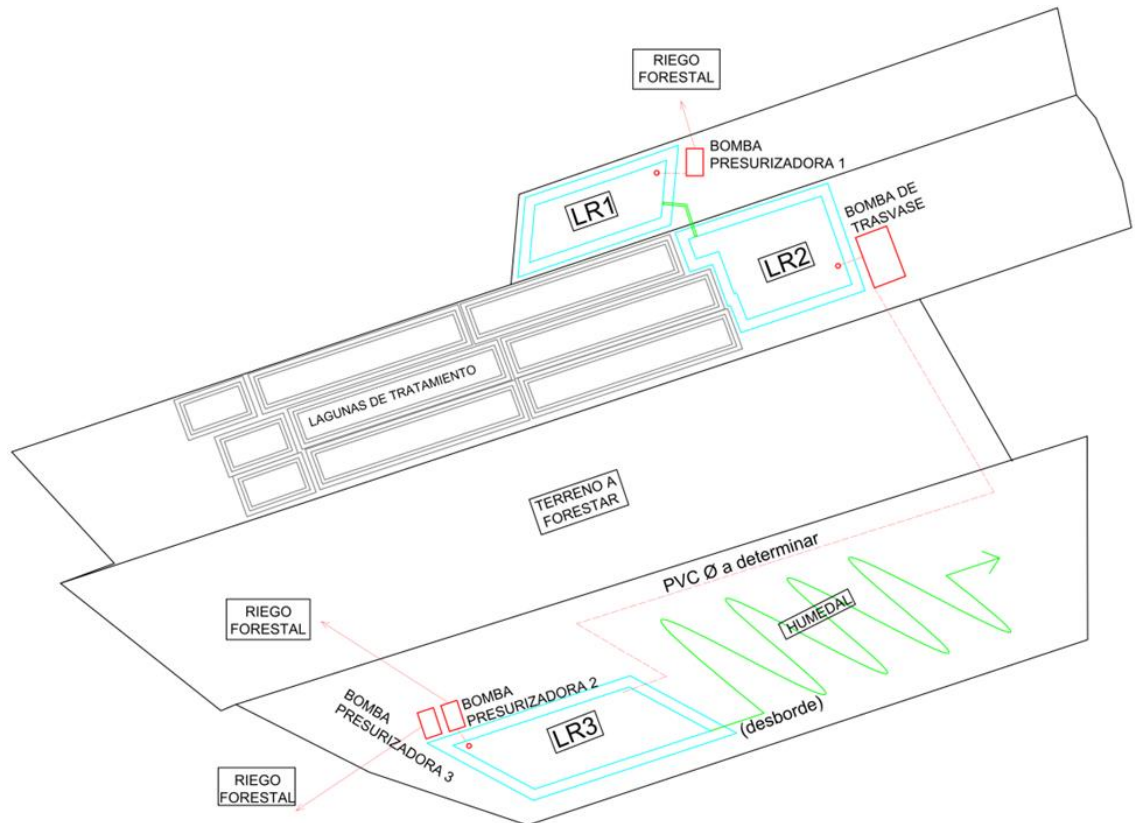


Figura 10.1 | Esquema anteproyecto laguna de Reservoirio.
 Fuente: Elaboración Propia.

10.3 Dimensionamiento de Lagunas de reservorios.

- Laguna de Reservoirio 1.
- Laguna de Reservoirio 2.
- Laguna de Reservoirio 3.

Las lagunas de reservorio son elementos estructurales que implican la asignación de una superficie específica de terreno con el propósito de retener y almacenar un volumen determinado de efluente. Al diseñarlas, es necesario que se tengan en cuenta los siguientes parámetros.

- Profundidad máxima: esta se basa en alturas
- Taludes internos y externos
- Sistema de entrada y salida de efluente
- Revancha
- Tiempo de retorno
- Caudal diario
- Tiempo de retención

El cálculo correspondiente se realizará como prosigue:

Se dimensionan las lagunas de reservorio para un tiempo de diseño ($t_{\text{diseño}}$) de 20 años.

Para $t_{\text{diseño}} = 20$ años

Al dimensionar el reservorio, es esencial tener presente que el caudal de efluente crudo que ingresa al sistema no coincide con el caudal de efluente al finalizar el tratamiento. Para abordar esta consideración, se utiliza la siguiente fórmula.

$$Q_e = Q_a + (P_r + P_c) - (E + P_e)$$

Donde

Q_e = caudal del efluente.

Q_a = caudal del afluente de aguas residuales.

P_r = precipitación sobre el área de laguna.

P_c = infiltración de agua subterránea hacia la laguna.

E = evaporación.

P_e = pérdida por percolación: sucede cuando no se impermeabilizan las lagunas.

Las unidades de todas las variables pueden considerarse en $m^3/\text{día}$. Se estima que las pérdidas totales se encuentran en el rango del 10%. A efectos del cálculo, estas pérdidas no serán tenidas en cuenta. En el dimensionamiento de las lagunas de reservorio, se toman en consideración los siguientes parámetros.

- Tiempo de retención de contingencia, este valor oscila entre 3 y 10 días, para nuestro proyecto adoptamos 8 días (T_8).
- Un caudal de $Q_{c20} = 13.508 \frac{m^3}{\text{día}}$ extraído de antecedente *INFORME 4 – ETAPA 2 – COLÓN Sistema de tratamiento de aguas residuales y emisario para las ciudades de Concepción del Uruguay, colón y San José*.
- Tirante líquido = 2,50 m.
- Revancha = 0,80 m.

V_L : Volumen Lagunas

$$V_L = Q_{c10} * T_8$$

$$V_L = 13.508 \frac{m^3}{\text{día}} * 8 \text{ días} \Rightarrow V_L = 108.064 m^3$$

Área Lagunas (A_L): Partiendo de un tirante líquido de $Z = 2.5$ m se tiene:

$$A_L = \frac{V_L}{Z} \Rightarrow A_L = \frac{108.064 m^3}{2,5 m} \Rightarrow A_L = 43.225,60 m^2 = 4,32 \text{ Hectáreas}$$

Se ha decidido adoptar un área de 4,5 hectáreas para las lagunas, distribuyéndola en dos cuerpos: uno de 2 hectáreas y otro de 2,5 hectáreas. Estas instalaciones se construirán en el terreno municipal que ya alberga lagunas de tratamiento de efluentes. Adicionalmente, se planea la construcción de una tercera laguna de reservorio en un terreno al sur de los mencionados, la cual recibirá alimentación de la laguna de reservorio 2. Esta tercera laguna se destinará al riego del terreno de la escuela agrotécnica y de áreas circundantes. La laguna de reservorio 1 se utilizará para el riego de campos hacia el norte, mientras que la laguna de reservorio 2 funcionará como punto de trasvase hacia la primera.

En la imagen adjunta, se puede apreciar la distribución planificada de las lagunas.



Figura 10.2 | Distribución de lagunas de reservorio.

Fuente: Elaboración Propia.

10.3.1 Laguna De Reservorio 1

Se sugiere que la laguna de reservorio 1 tenga una forma rectangular, ya que esta forma busca establecer condiciones hidráulicas en modo de flujo pistón, reduciendo así la probabilidad de problemas hidráulicos. Además, estudios han demostrado que las lagunas rectangulares ofrecen mejores resultados que aquellas de forma circular o irregular. Se ha adoptado una relación de largo-ancho de $x=2$. Se contemplan taludes con una proporción de 1:1 en el lado

interior y 1:1,5 en el lado exterior, junto con un coronamiento de 5 metros para facilitar la circulación de maquinaria.

Dado un ancho limitado de 90 metros debido a las restricciones del terreno, se inicia el diseño considerando esta medida.

$$B_{\text{sup}} = 90 \text{ m}$$

$$L_{\text{sup}} = \frac{A_L}{B} \Rightarrow \frac{20.000\text{m}^2}{90 \text{ m}} \Rightarrow \boxed{L_{\text{sup}} = 222,22 \text{ m}}$$

$$A_{\text{sup.}} = B_{\text{sup}} * L_{\text{sup}} \Rightarrow A_{\text{sup.}} = 90 \text{ m} * 222,22 \text{ m} \Rightarrow \boxed{A_{\text{sup.}} = 20.000 \text{ m}^2}$$

Teniendo en cuenta una revancha de 0,80 m, se tiene:

$$B_{\text{inf}} = B_{\text{prom.}} - Z * \text{relacion de talud} \Rightarrow B_{\text{inf}} = 90 \text{ m} - 2 * (0.8 \text{ m} * 1) \Rightarrow \boxed{B_{\text{inf1}} = 88,40 \text{ m}}$$

$$L_{\text{inf}} = L_{\text{sup.}} - Z * \text{talud} \Rightarrow L_{\text{inf}} = 222,22 \text{ m} - 2 * (0,80 \text{ m} * 1) \Rightarrow \boxed{L_{\text{inf1}} = 220,62 \text{ m}}$$

$$A_{\text{inf.}} = B_{\text{inf}} * L_{\text{inf}} \Rightarrow A_{\text{inf.}} = 88,40 \text{ m} * 220,62 \text{ m} \Rightarrow \boxed{A_{\text{inf.}} = 19.502,81 \text{ m}^2}$$

Teniendo en cuenta que el pelo del agua se encuentra a 2,5 metros, se tiene:

$$B_{\text{inf}} = B_{\text{inf1.}} - Z * \text{relacion de talud} \Rightarrow B_{\text{inf}} = 88,40 - 2 * (2.5 \text{ m} * 1) \Rightarrow \boxed{B_{\text{inf}} = 83,40 \text{ m}}$$

$$L_{\text{inf}} = L_{\text{inf1.}} - Z * \text{talud} \Rightarrow L_{\text{inf}} = 220,62 \text{ m} - 2 * (2,5 \text{ m} * 1) \Rightarrow \boxed{L_{\text{inf}} = 215,62 \text{ m}}$$

$$A_{\text{inf.}} = B_{\text{inf}} * L_{\text{inf}} \Rightarrow A_{\text{inf.}} = 83,40 \text{ m} * 215,62 \text{ m} \Rightarrow \boxed{A_{\text{inf.}} = 17.982,71 \text{ m}^2}$$

Teniendo en cuenta la fórmula del volumen de un tronco de pirámide se tiene:

$$V = \frac{h}{3} * (A_B + A_b + \sqrt{A_B * A_b})$$

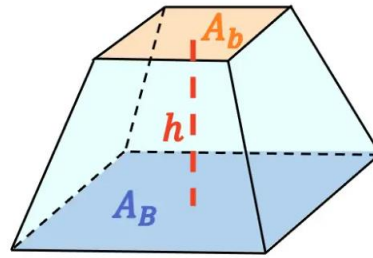
Donde:

A_B : área de la base mayor.

A_b : área de la base menor.

h: altura del tronco de pirámide.

Volumen de un Tronco de Pirámide



$$V = \frac{h}{3} \cdot (A_B + A_b + \sqrt{A_B \cdot A_b})$$

Figura 10.3|Volumen de un tronco de Pirámide

Fuente: Áreas y Volúmenes.net

$$V_{\text{efluente 1}} = \frac{2,5 \text{ m}}{3} * (19.502,81 \text{ m}^2 + 17.982,71 \text{ m}^2 + \sqrt{19.502,81 \text{ m}^2 * 17.982,71 \text{ m}^2})$$

$$\Rightarrow \boxed{V_{\text{efluente 1}} = 46.844,05 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{laguna1}} = \frac{3,30 \text{ m}^3}{3} * (20.000 \text{ m}^2 + 17.982,71 \text{ m}^2 + \sqrt{20.000 \text{ m}^2 * 17.982,71 \text{ m}^2})$$

$$\Rightarrow \boxed{V_{\text{laguna1}} = 62.641,99 \text{ m}^3}$$

En conclusión, se adopta un reservorio con las siguientes medidas:

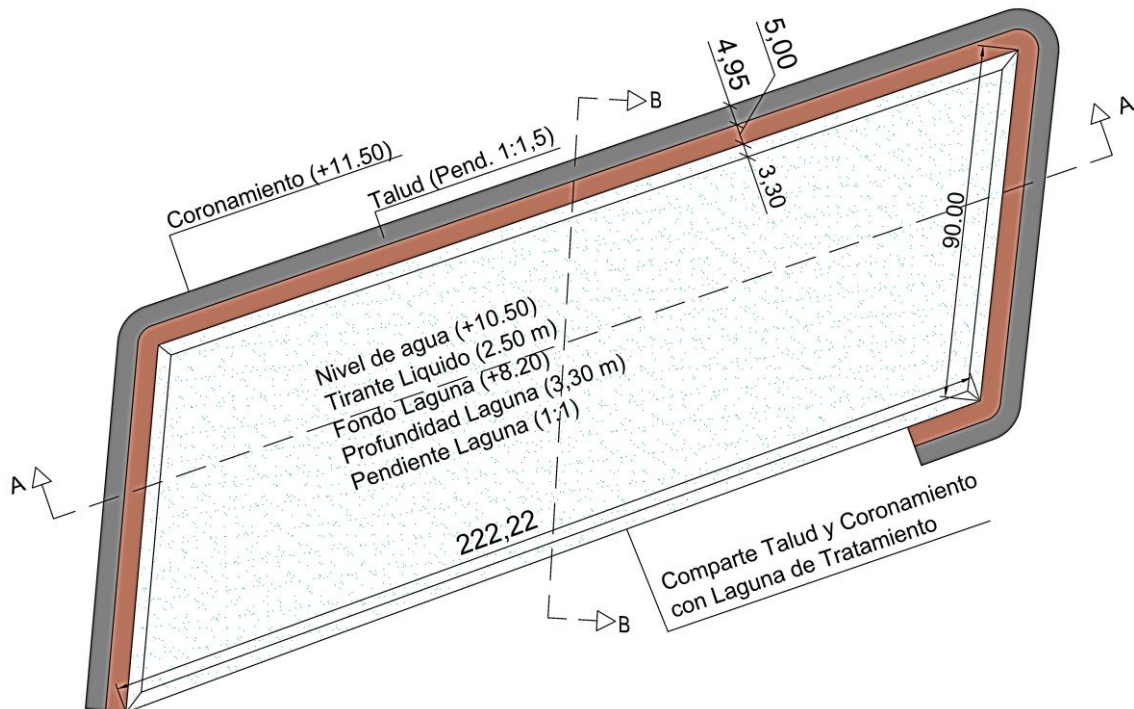


Figura 10.4|Dimensiones laguna de reservorio I.

Fuente: Elaboración Propia.

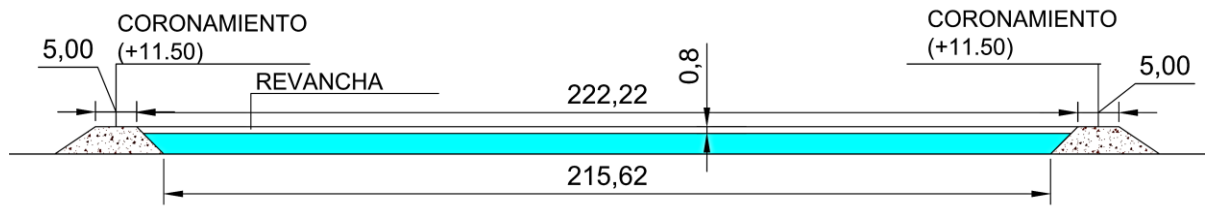


Figura 10.5 | Perfil longitudinal laguna de reservorio 1.

Fuente: Elaboración Propia.

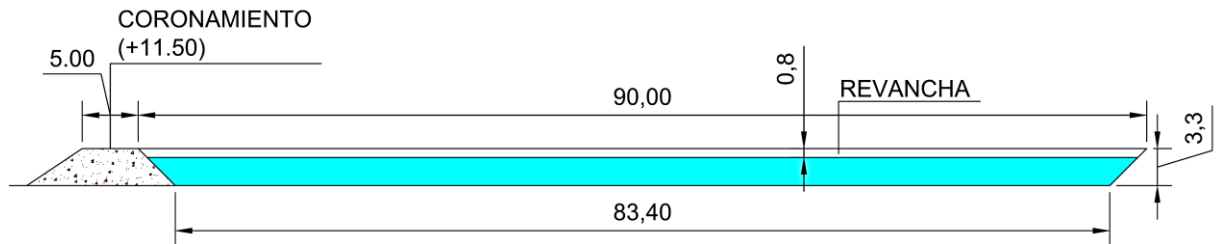


Figura 10.6 | Perfil transversal laguna de reservorio 1.

Fuente: Elaboración Propia.

10.3.2 Laguna de Reservorio 2.

La laguna de reservorio 2 no pudo ser dimensionada de la misma manera que la laguna de reservorio 1, debido a que ciertas partes de dicha laguna debían ajustarse a las formas preexistentes de las lagunas de tratamiento. No obstante, se llevó a cabo su dimensionamiento teniendo en cuenta la necesidad de un área de 2.5 hectáreas y una profundidad de 2.50 metros, con una revancha adicional de 0.80 metros. A continuación, se detallan las dimensiones y el volumen de dicha laguna.

$$V_{\text{efluente 2}} = 25.000 \text{ m}^2 * 2,5 \text{ m} \Rightarrow \boxed{V_{\text{efluente 2}} = 62.500 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{laguna 2}} = 25.000 \text{ m}^2 * 3,30 \text{ m} \Rightarrow \boxed{V_{\text{laguna 2}} = 82.500 \text{ m}^3}$$

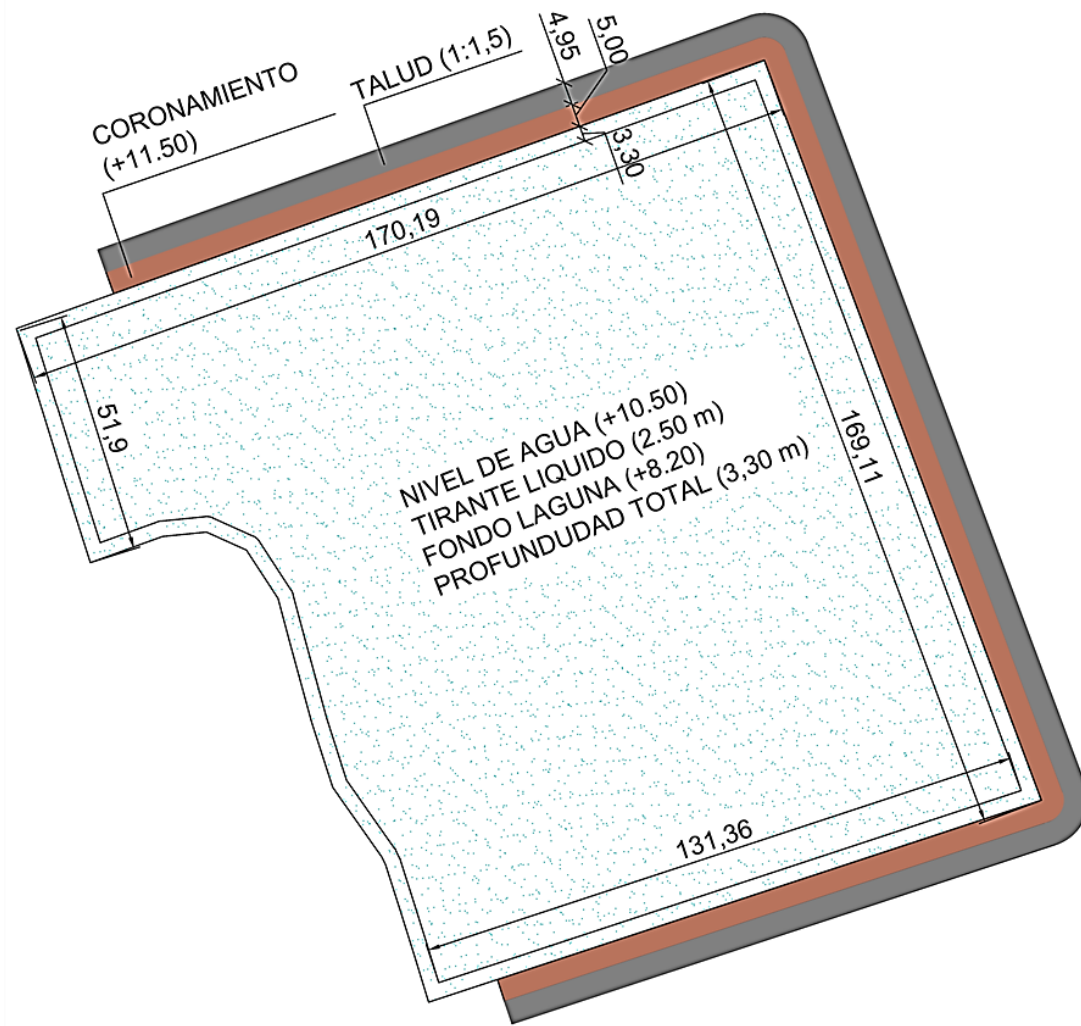


Figura 10.7 | Dimensiones laguna de reservorio II.

Fuente: Elaboración Propia.

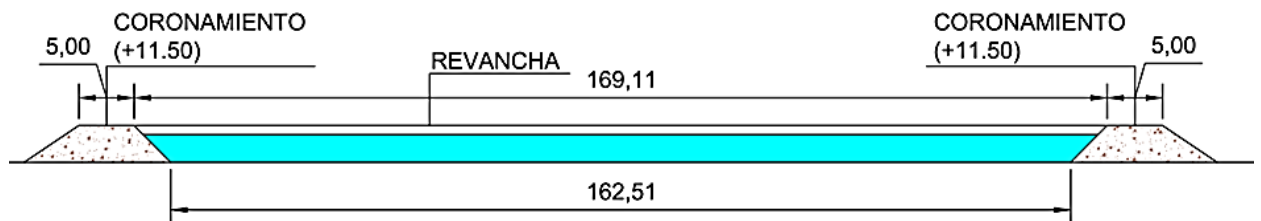


Figura 10.8 | Perfil transversal laguna de reservorio II.

Fuente: Elaboración Propia.

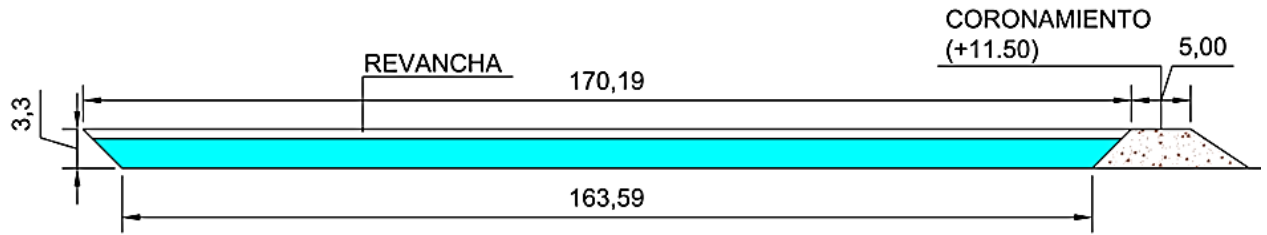


Figura 10.9 | Perfil longitudinal laguna de reservorio II.

Fuente: Elaboración Propia.

10.3.3 Laguna de Reservorio 3.

La laguna de reservorio 3 también fue dimensionada de manera similar a la laguna de reservorio 2, ya que debía adoptar la forma preexistente de la laguna de tratamiento. Se propusieron dimensiones idénticas a las de la laguna de reservorio 2, ya que esta última actuará como punto de trasvase hacia la primera.

$$V_{\text{efluente 3}} = 25.000 \text{ m}^2 * 2,5 \text{ m} \Rightarrow \boxed{V_{\text{efluente 3}} = 62.500 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{laguna3}} = 25.000 \text{ m}^2 * 3,30 \text{ m} \Rightarrow \boxed{V_{\text{laguna3}} = 82.500 \text{ m}^3}$$

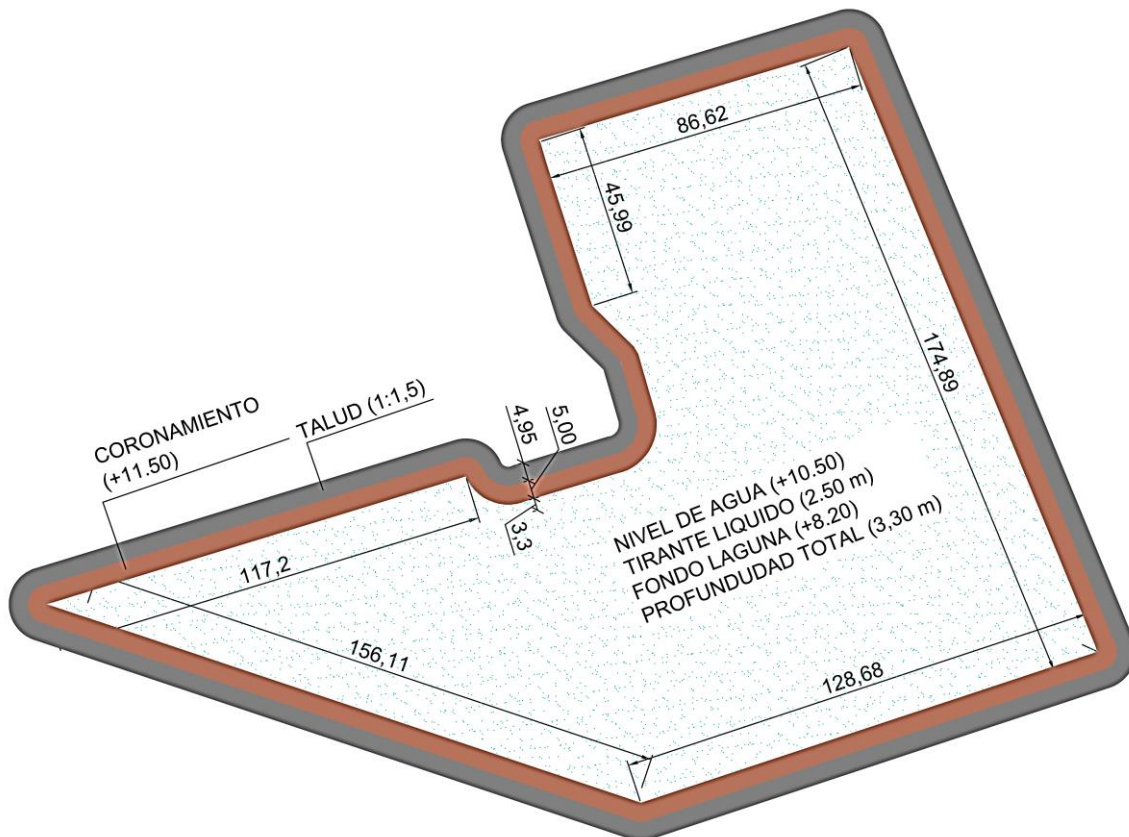


Figura 10.10 | Dimensiones laguna de reservorio III.

Fuente: Elaboración Propia.

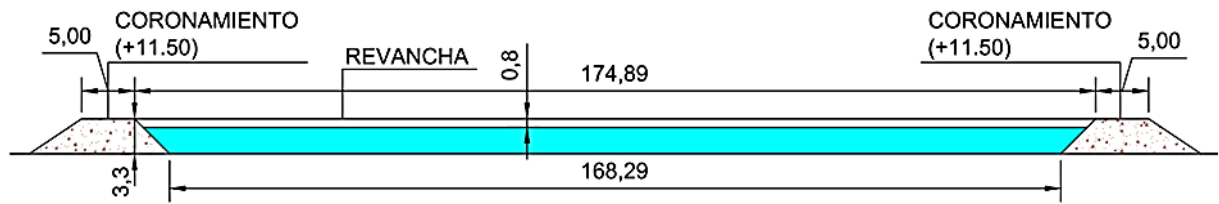


Figura 10.11 | Perfil longitudinal laguna de reservorio III.

Fuente: Elaboración Propia.

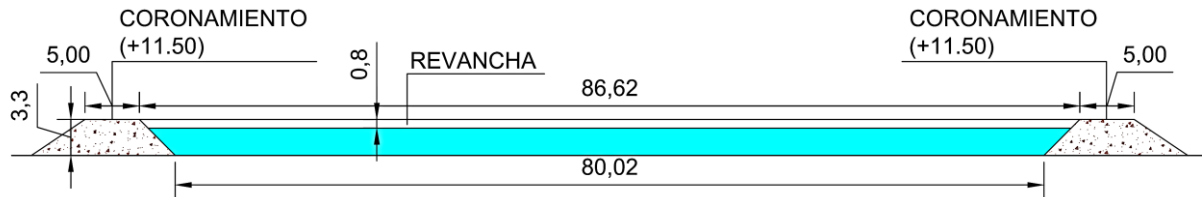


Figura 10.12 | Perfil transversal laguna de reservorio III.

Fuente: Elaboración Propia.

10.4 Verificación de los Taludes.

A través del uso del software Geo5 2024, módulo de estabilidad de taludes, se llevó a cabo la evaluación de los taludes, tanto internos como externos, de las lagunas de reservorios. Este programa, especializado en el análisis de taludes, tiene la capacidad de considerar superficies de deslizamiento circulares o poligonales. Además, realiza un análisis completo mediante diversos métodos, tales como los de Bishop, Fellenius/Petterson, Spencer, Morgenstern-Prince, Sarma y Janbu.

En una primera instancia, se elaboró un perfil genérico del talud a partir de un archivo CAD preexistente, denominado dentro del software como la definición de interfaces. Posteriormente, se identificaron y asignaron las características del suelo en cuestión, correspondiente a una arcilla arenosa, según datos extraídos del informe de avance N.º 1 titulado "Proyecto traslado de las lagunas de efluentes cloacales". Una vez identificado el suelo, se obtuvieron las propiedades necesarias, como el peso unitario (18 kN/m^3), el ángulo de fricción interna ($\phi=16^\circ$) y la cohesión ($C = 20 \text{ kPa}$), para su posterior carga en el software.

Con todos los datos ingresados, se llevaron a cabo dos verificaciones del coeficiente de estabilidad. En la primera, se consideró únicamente la carga del agua, estableciendo el nivel a +2,50 metros. En la segunda verificación, además de la carga de agua, se aplicó una carga uniforme en el coronamiento para simular un contrapiso de hormigón armado de 12 cm de espesor ($q = 2,88 \text{ kN/m}^2$), y se introdujeron cargas puntuales simulando el tránsito de un tractor estándar ($q = 7 \text{ kN}$).

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para ambas alternativas planteadas anteriormente.

Verificación de estabilidad de taludes (Bishop)

Suma de fuerzas activas : $F_a = 45.86 \text{ kN/m}$
 Suma de fuerzas pasivas : $F_p = 203.80 \text{ kN/m}$
 Momento de deslizamiento : $M_a = 259.58 \text{ kNm/m}$
 Momento estabilizador : $M_p = 1153.49 \text{ kNm/m}$
 Factor de seguridad = $4.44 > 1.50$
 Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Verificación de estabilidad de taludes (Fellenius / Petterson)

Suma de fuerzas activas : $F_a = 46.20 \text{ kN/m}$
 Suma de fuerzas pasivas : $F_p = 198.12 \text{ kN/m}$
 Momento de deslizamiento : $M_a = 240.23 \text{ kNm/m}$
 Momento estabilizador : $M_p = 1030.23 \text{ kNm/m}$
 Factor de seguridad = $4.29 > 1.50$
 Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Verificación de estabilidad de taludes (Janbu)

Factor de seguridad = $4.45 > 1.50$
 Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Verificación de estabilidad de taludes (Morgenstern-Price)

Factor de seguridad = $4.45 > 1.50$
 Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Verificación de estabilidad de taludes (Spencer)

Factor de seguridad = $4.45 > 1.50$
 Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Tabla 10-1: Tabla de factores de seguridad. Alternativa 1, solo agua

Fuente: Elaboración Propia

Como se aprecia en la tabla XX, el factor de seguridad, independientemente del método de cálculo utilizado, siempre supera el valor de 1,50, lo que señala de manera constante la estabilidad del talud.

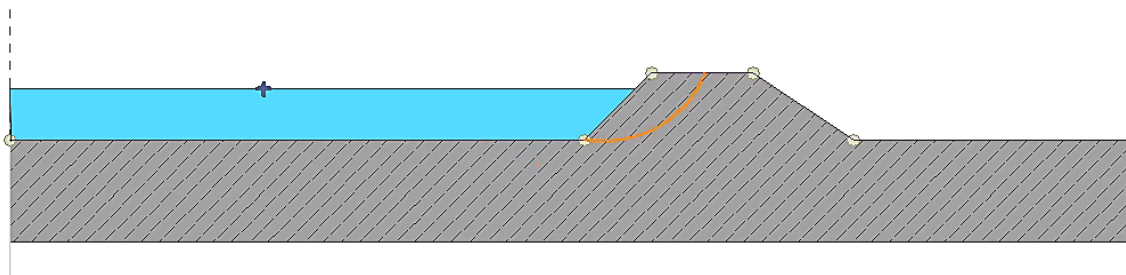


Figura 10.13 | Círculo de falla, para la alternativa 1, solo con agua.

Fuente: Elaboración Propia, Software Geo5.

A continuación, se exponen los valores del factor de seguridad obtenidos mediante la alternativa 2, la cual incorpora, además de la carga de agua, la carga distribuida y la carga puntual. Se observa que la presencia de estas cargas provoca una reducción en el factor de seguridad; sin embargo, es importante destacar que el talud mantiene su condición de estabilidad.

Verificación de estabilidad de taludes (Bishop)

Suma de fuerzas activas : $F_a = 24.78$ kN/m
 Suma de fuerzas pasivas : $F_p = 94.29$ kN/m
 Momento de deslizamiento : $M_a = 69.87$ kNm/m
 Momento estabilizador : $M_p = 265.89$ kNm/m
 Factor de seguridad = $3.81 > 1.50$
 Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Verificación de estabilidad de taludes (Fellenius / Petterson)

Suma de fuerzas activas : $F_a = 24.78$ kN/m
 Suma de fuerzas pasivas : $F_p = 90.25$ kN/m
 Momento de deslizamiento : $M_a = 69.87$ kNm/m
 Momento estabilizador : $M_p = 254.51$ kNm/m
 Factor de seguridad = $3.64 > 1.50$
 Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Verificación de estabilidad de taludes (Janbu)

Factor de seguridad = $3.76 > 1.50$
 Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Verificación de estabilidad de taludes (Morgenstern-Price)

Factor de seguridad = $3.78 > 1.50$
 Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Verificación de estabilidad de taludes (Spencer)

Factor de seguridad = $3.76 > 1.50$
 Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Tabla 10-2: Tabla de factores de seguridad. Alternativa 2, con cargas

Fuente: Elaboración Propia

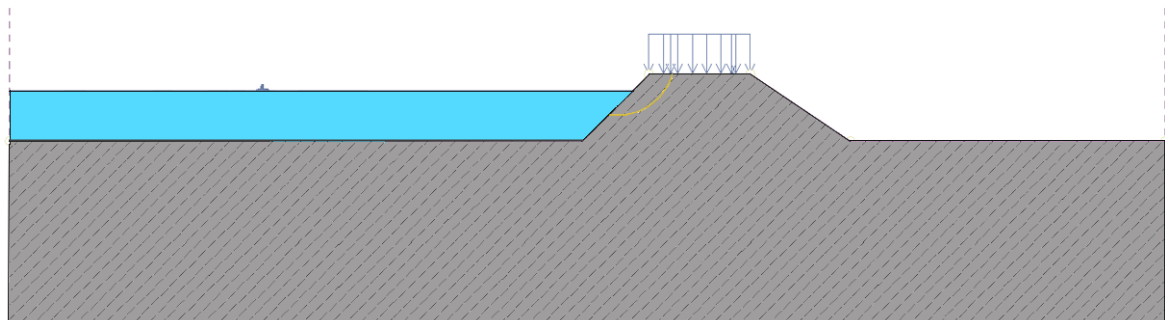


Figura 10.14| Círculo de falla, para la alternativa 2, con cargas.

Fuente: Elaboración Propia, Software Geo5.

Se concluye que las pendientes previamente seleccionadas, tanto las internas de 1:1 como las externas de 1:1,5, resultan estables ante las cargas a las que estarán sometidas.

10.5 Cálculo De Movimiento De Suelo.

El cálculo de los desmontes y terraplenes ha sido realizado mediante el programa informático AutoCAD Civil 3D. Para ello, se creó un grupo de explanación con su respectiva superficie característica, la cual se comparó con la topografía del terreno, obtenida a partir de los datos altimétricos proporcionados por el Instituto Geográfico Militar. En el diseño de las lagunas de reservorio, se buscó igualar en la medida de lo posible los volúmenes de terreno desmontado y terraplenado.

En la imagen adjunta, se presenta el modelado detallado de la laguna asociada al reservorio 1, junto con sus respectivas curvas de nivel. La parte más profunda de la laguna se sitúa a la cota +8.20 m, con una profundidad de 3.30 m. La cota del nivel del agua, conocida como cota de pelo, está establecida en +10.70 m, y se determinó una revancha de 0.80 m. En consecuencia, la cota del terraplén circundante se establece en +11.50 m.

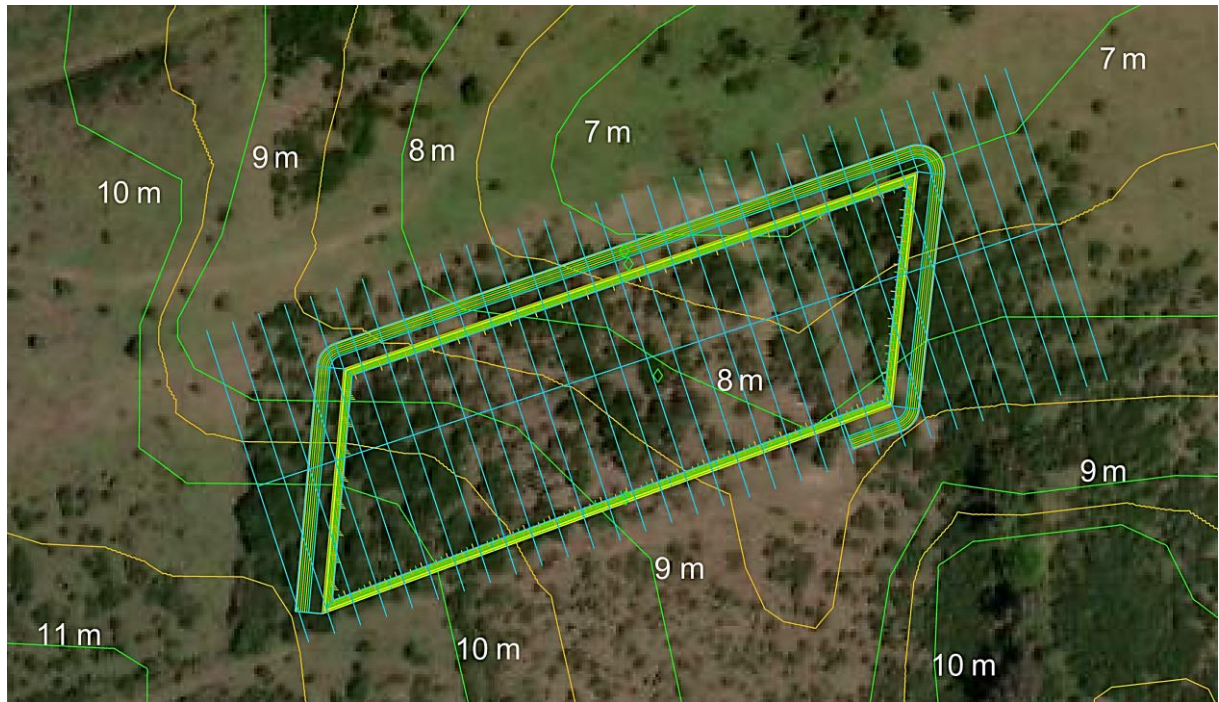


Figura 10.15 | Modelado de laguna de reservorio I, en software civil 3D.

Fuente: Elaboración Propia.

El software Civil 3D ha posibilitado la obtención precisa de las áreas de desmonte y terraplén, así como de sus respectivos volúmenes. Esta precisión se logra al definir la superficie de la laguna en relación con el terreno original. Gracias a esta configuración, se generó un informe detallado de volúmenes utilizando el alineamiento que atraviesa la laguna. Dicho alineamiento se subdividió en progresivas cada 10 metros para una evaluación más detallada.

En el cálculo de los volúmenes totales, se afectó el volumen de desmonte acumulado por el coeficiente de esponjamiento de 1,25 y el volumen de terraplén por el coeficiente de 1,11, teniendo en cuenta el aumento de volumen que experimenta el suelo al ser excavado.

A continuación, se presenta la tabla con el informe detallado de volúmenes correspondiente.

Tabla de volúmenes totales							
P.K.	Área de desmonte (m ²)	Área de terraplén (m ²)	Vol. desmonte (m ³)	Vol. terraplén (m ³)	Vol. desmonte acum.(m ³)	Vol. terraplén acum. (m ³)	Volumen neto (m ³)
0	66,09	0	0	0	0,00	0,00	0,00
10	90,02	19,18	72,52	125,45	118,56	139,25	-20,69
20	496,34	24,29	272,37	284,28	563,88	454,80	109,07
30	885,03	39,87	641,67	419,58	1612,96	920,53	692,43
40	1118,86	46,93	930,83	567,65	3134,81	1550,61	1584,20
50	1115,06	25,52	1037,69	473,77	4831,38	2076,51	2754,86
60	998,64	27,17	981,85	344,57	6436,64	2458,98	3977,65
70	880,54	28,67	872,91	365,18	7863,78	2864,33	4999,44
80	755,13	30,83	759,8	389,09	9106,00	3296,22	5809,78
90	626,43	33,48	641,76	420,55	10155,24	3763,03	6392,20
100	500,27	35,58	523,37	451,67	11010,91	4264,39	6746,53
110	383,6	37,99	410,57	481,14	11682,18	4798,44	6883,73
120	278,55	40,93	307,58	516,1	12185,05	5371,31	6813,74
130	184,39	44,91	215,04	561,38	12536,63	5994,44	6542,18
140	104,21	50,47	134,06	623,8	12755,81	6686,86	6068,95
150	50,93	58,85	72,07	714,97	12873,63	7480,47	5393,16
160	19,18	68,17	32,57	830,67	12926,88	8402,51	4524,36
170	3,28	77,36	10,43	951,74	12943,93	9458,94	3484,98
180	0	86,03	1,52	1068,54	12946,41	10645,02	2301,39
190	0	93,76	0	1175,79	12946,41	11950,15	996,26
200	0	100,86	0	1272,77	12946,41	13362,93	-416,52
210	0	102,84	0	1332,1	12946,41	14841,57	-1895,15
220	0,27	123,24	0,12	1478,47	12946,63	16482,66	-3536,03
230	0,55	126,46	0,38	1632,99	12947,24	18295,28	-5348,04
240	0,54	159,37	0,5	1869,25	12948,06	20370,14	-7422,08
250	0	156,04	0,25	2062,64	12948,48	22659,67	-9711,20
260	0	146,91	0	1981,19	12948,48	24858,78	-11910,31
270	0	72,84	0	1437,13	12948,48	26454,01	-13505,53
280	0	0	0	476,38	12948,48	26982,78	-14034,30
290	0	0	0	0	12948,48	26982,78	-14034,30
300	0	0	0	0	12948,48	26982,78	-14034,30
307,81	0	0	0	0	12948,48	26982,78	-14034,30

Tabla 10-3:Tabla de volúmenes, laguna de reservorio I

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla proporcionada, se observa que, en el caso de la laguna de reservorio 1, se necesitan 14,034.30 m³ de suelo. De manera similar, se modelaron y calcularon los volúmenes de suelo para las otras dos lagunas de reservorio.



Figura 10.16|Modelado de laguna de reservorio II, en software civil 3D.
 Fuente: Elaboración Propia.

Tabla de volúmenes totales							
P.K.	Área de desmonte (m ²)	Área de terraplén (m ²)	Vol. Desmonte (m ³)	Vol. Terraplén (m ³)	Vol. desmonte acum.(m ³)	Vol. terraplén acum.(m ³)	Volumen neto (m ³)
0	0	0	0,00	0,00	0	0,00	0,00
10	0	0	0,00	0,00	0	0,00	0,00
20	0,06	28,88	0,39	160,26	0,3875	160,26	-159,87
30	6,98	312,12	44,03	1892,54	44,4125	2052,80	-2008,39
40	38,96	143,56	287,13	2529,06	331,5375	4581,86	-4250,32
50	59,4	40,6	614,74	1022,09	946,275	5603,95	-4657,67
60	87,28	34,86	916,76	418,79	1863,05	6022,74	-4159,69
70	129,9	31,89	1357,41	370,50	3220,4625	6393,23	-3172,77
80	138,65	30,19	1678,43	344,54	4898,8875	6737,77	-1838,88
90	161,63	25,89	1876,71	311,22	6775,6125	7048,99	-273,38
100	182,05	23,79	2147,98	275,75	8923,5875	7324,73	1598,85
110	200,2	21,78	2389,06	252,91	11312,65	7577,64	3735,01
120	217,18	19,87	2608,61	231,12	13921,2625	7808,76	6112,50
130	234,61	18,1	2823,69	210,72	16744,95	8019,47	8725,48
140	251,48	16,44	3038,11	191,67	19783,0625	8211,16	11571,90
150	263,25	14,85	3217,08	173,65	23000,1375	8384,81	14615,33
160	273,04	13,35	3351,83	156,54	26351,9625	8541,35	17810,61
170	288,34	11,97	3508,65	140,54	29860,6125	8681,89	21178,73
180	304	10,73	3702,16	125,96	33562,775	8807,85	24754,93
190	318,96	9,56	3893,53	112,58	37456,3	8920,43	28535,87
200	146,29	38,19	2907,79	264,99	40364,0875	9185,42	31178,67
210	47,55	45,47	1211,50	464,30	41575,5875	9649,72	31925,87
220	0	0	297,19	252,34	41872,775	9902,05	31970,72
230	0	0	0,00	0,00	41872,775	9902,05	31970,72
238,49	0	0	0,00	0,00	41872,775	9902,05	31970,72

Tabla 10-4:Tabla de volúmenes, laguna de reservorio II
 Fuente: Elaboración Propia

En la tabla de movimiento de suelo correspondiente a la laguna de reservorio II, se evidencia al final que existe un excedente de 31,970.72 m³ de suelo.



Figura 10.17 | Modelado de laguna de reservorio III, en software civil 3D.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla de volúmenes totales							
P.K.	Área de desmonte (m ²)	Área de terraplén (m ²)	Vol. Desmonte (m ³)	Vol. Terraplén (m ³)	Vol. desmonte acum.(m ³)	Vol. terraplén acum(m ³)	Volumen neto (m ³)
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
30	4,64	215,42	28,98	1195,58	28,98	1195,58	-1166,61
40	92,54	35,83	607,35	1394,47	636,33	2590,05	-1953,73
50	89,38	37,08	1136,99	404,69	1773,31	2994,75	-1221,43
60	86,47	38,63	1099,08	420,21	2872,39	3414,96	-542,57
70	83,17	39,85	1060,25	435,59	3932,63	3850,55	82,08
80	78,78	41,4	1012,15	450,95	4944,78	4301,51	643,27
90	67,76	44,99	915,89	479,43	5860,66	4780,94	1079,73
100	63,19	44,23	818,49	495,15	6679,15	5276,09	1403,06
110	391,23	44,1	2840,13	490,25	9519,28	5766,33	3752,95
120	381,27	60,26	4828,11	579,24	14347,39	6345,57	8001,82
130	636,34	32,34	6360,10	513,95	20707,49	6859,52	13847,97
140	579,62	32,95	7599,79	362,38	28307,28	7221,90	21085,37
150	499,83	33,67	6746,56	369,77	35053,84	7591,68	27462,16
160	425,2	34,61	5781,41	378,99	40835,26	7970,67	32864,60
170	355,86	35,79	4881,60	390,72	45716,86	8361,39	37355,48
180	295,04	36,94	4068,10	403,62	49784,95	8765,00	41019,95
190	244,77	38,26	3373,79	417,33	53158,74	9182,33	43976,41
200	197,29	39,83	2762,84	433,37	55921,58	9615,71	46305,87
210	47,69	287,83	1531,09	1818,52	57452,68	11434,23	46018,44
220	70,54	0	738,96	1597,47	58191,63	13031,70	45159,93
230	0	0	440,90	0,00	58632,53	13031,70	45600,83
240	0	0	0,00	0,00	58632,53	13031,70	45600,83
247,07	0	0	0,00	0,00	58632,53	13031,70	45600,83

Tabla 10-5:Tabla de volúmenes, laguna de reservorio II
 Fuente: Elaboración Propia

En la tabla de movimiento de suelo correspondiente a la laguna de reservorio III, se observa al final que hay un excedente de 45,600.83 m³ de suelo. A continuación, se presenta una tabla resumen con la cantidad de movimiento de suelo de cada laguna, indicando un sobrante total de 63,537.75 m³.

	Volumen Desmonte (m ³)	Volumen Terraplen (m ³)	Total (m ³)	
Laguna de Reservorio I	12948,48	26982,78	-14034,30	Terraplen
Laguna de Reservorio II	41872,775	9902,05	31970,72	Desmonte
Laguna de Reservorio III	58632,53	13031,70	45600,83	Desmonte
Total (m ³)			63537,25	Desmonte

Tabla 10-6:Volumen de suelo en lagunas
 Fuente: Elaboración Propia.

10.6 Toma de agua de lagunas de tratamiento hacia las lagunas de reservorio.

Para este proyecto, se ha decidido utilizar la misma toma de agua propuesta en el "Informe 4 – Etapa 2 – Colon, Sistema de tratamiento de aguas residuales y emisario para las ciudades de Concepción del Uruguay, Colón y San José", elaborado por la empresa Serman & Asociados. Esta solución se basa en un prisma rectangular de hormigón, donde las tablas tipo machimbre en la parte superior tienen la función de regular el nivel del vertedero. Estas tablas

se encuentran empotradas en las paredes del prisma mencionado, que actúa como soporte de hormigón en la parte inferior, proporcionando estabilidad al vertedero.

El ingreso del agua al vertedero se realiza a cota +12,18, o sea, por encima de las tablas, descendiendo en forma vertical a través de este, para luego ser transportada por un tubo de PVC con un diámetro de 250mm. El destino final del agua es hacia las bocas de registros ubicadas en el coronamiento de las lagunas de tratamiento, con una boca por cada toma y un total de 9 tomas para el proyecto (3 por cada laguna). Además, se contemplan 16 bocas de registro en total. Una vez que el efluente llega a la boca de registro, se dirige a la cámara de distribución de caudales a través de caños de PVC Ø 500mm. Es importante tener en cuenta que en el proyecto original, la orientación de la cañería era de Norte a Sur, con el propósito de dirigirse hacia la cámara de cloración antes de continuar hacia el emisario. En esta propuesta de modificación del proyecto, se contempla invertir esa dirección, orientando las cañerías de Sur a Norte, con el fin de dirigir el efluente hacia la cámara repartidora y posteriormente hasta los reservorios.

Las especificaciones técnicas, dimensiones y demás características de estas tomas se detallan en las imágenes adjunta.

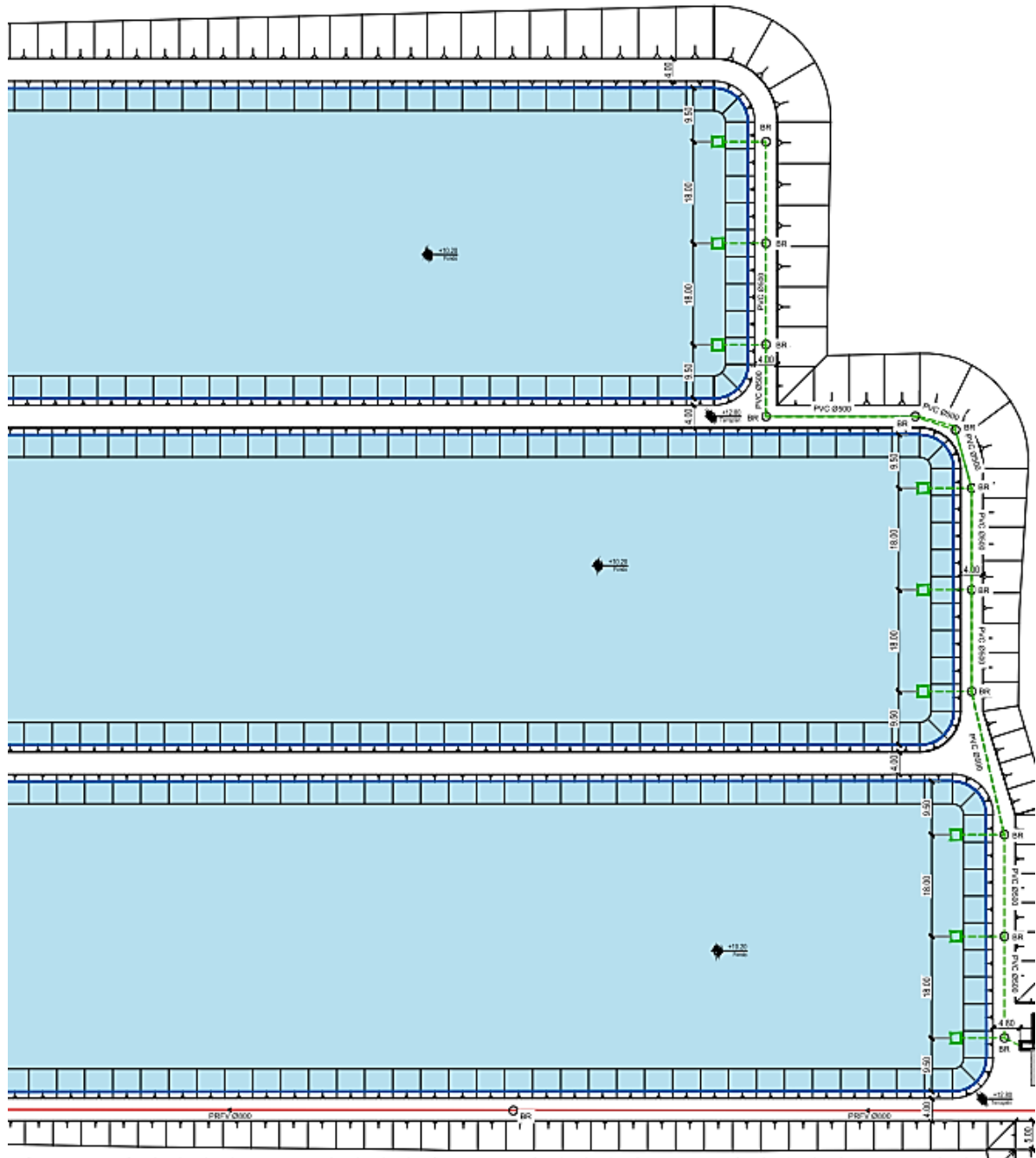


Figura 10.18 | Planta de Tomas y bocas de registro.

Fuente: Informe 4 – Etapa 2 – Colon, Sistema de tratamiento de aguas residuales y emisario para las ciudades de Concepción del Uruguay, Colón y San José"

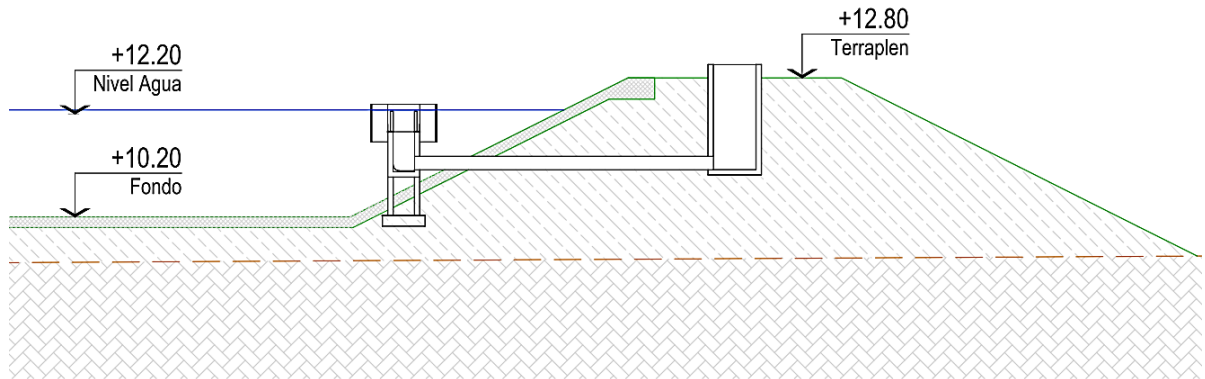


Figura 10.19|Vista conexión de toma hacia boca de registro.

Fuente: Informe 4 – Etapa 2 – Colon, Sistema de tratamiento de aguas residuales y emisario para las ciudades de Concepción del Uruguay, Colón y San José"

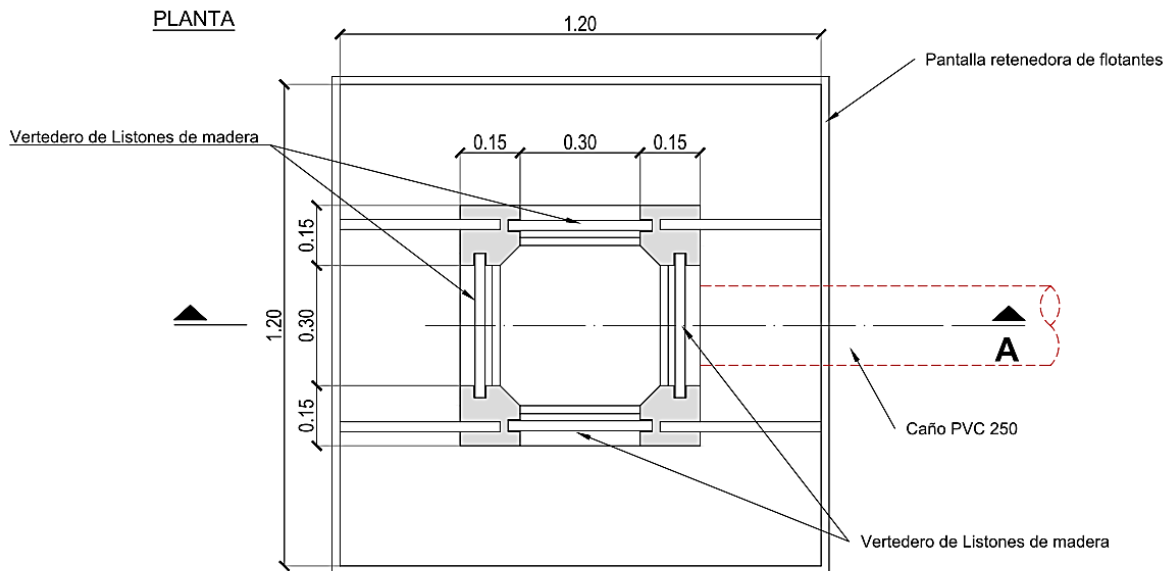


Figura 10.20|Vista en planta Toma, lagunas de tratamiento.

Fuente: Informe 4 – Etapa 2 – Colon, Sistema de tratamiento de aguas residuales y emisario para las ciudades de Concepción del Uruguay, Colón y San José"

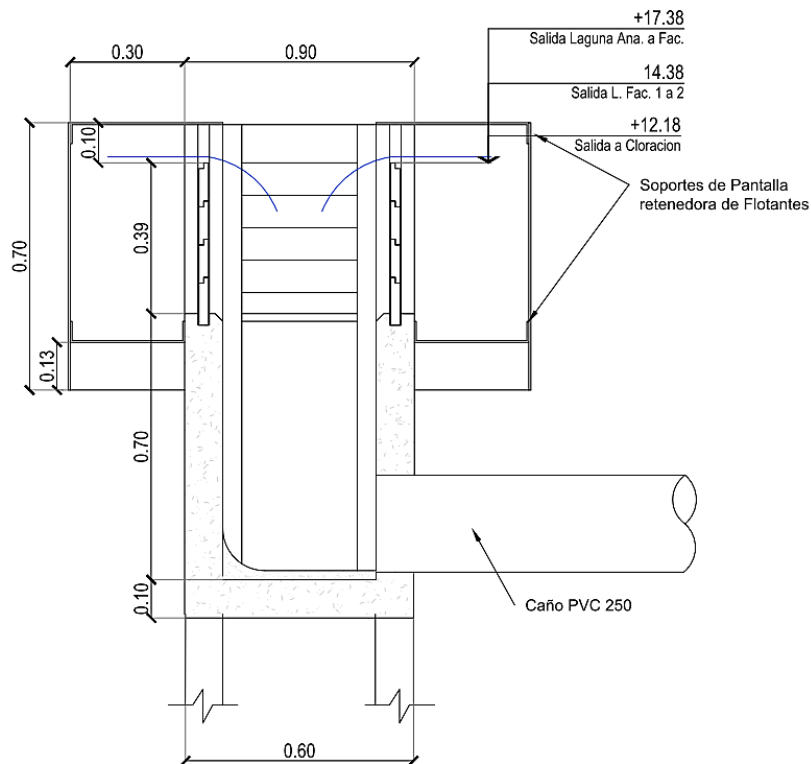


Figura 10.21 | Corte Toma, lagunas de tratamiento.

Fuente: Informe 4 – Etapa 2 – Colon, Sistema de tratamiento de aguas residuales y emisario para las ciudades de Concepción del Uruguay, Colón y San José"

10.7 Cámara Distribuidora de Caudales.

Una cámara distribuidora de caudales es un dispositivo utilizado en sistemas hidráulicos para controlar y regular el flujo de líquidos, como el agua. Consiste en una cámara que puede tener diferentes configuraciones y elementos, como válvulas, compuertas o dispositivos de medición, que permiten distribuir el flujo de líquido de manera controlada hacia diferentes direcciones o puntos de destino.

Estas cámaras son comúnmente utilizadas en sistemas de irrigación, sistemas de suministro de agua potable, sistemas de drenaje, entre otros. Su diseño y funcionamiento pueden variar según las necesidades específicas de la aplicación en la que se utilicen.

Para el diseño hidráulico de una cámara distribuidora de caudales, como una estructura de control de caudal, es necesario conocer el caudal de ingreso y salida según planteamiento de red.

En este caso el caudal de entrada será el mismo que el caudal de salida, dado que el efluente de ser necesario vaya todo al reservorio 1 o todo al reservorio 2.

$$Q_{\text{entrada}} = Q_{\text{salida}} = 13508 \text{ m}^3/\text{día}$$

Al conocer el caudal de entrada se puede determinar el diámetro de la cañería de entrada, mediante la ecuación de continuidad.

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

Donde:

Q: Caudal (m³/seg)

V: Velocidad (m/s)

Se asume una velocidad de 1 m/s, considerada óptima para evitar posibles problemas como sedimentación o depósitos de materiales suspendidos en el agua.

$$Q_{\text{entrada}} = Q_{\text{salida}} = 13508 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 0,156 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 0,156 \text{ m}^3 * \text{s}}{\text{s} * \pi * 1 \text{ m}}} \Rightarrow D = 0,45 \text{ m}$$

Se adopta una cañería de entrada de 500 mm, la cañería de salida será del mismo diámetro, ya como se mencionó anteriormente se tiene que prever la posibilidad que todo el caudal vaya solo a una laguna de reservorio.



Figura 10.22 | Plano de implantación cámara distribuidora.

Fuente: Elaboración Propia.

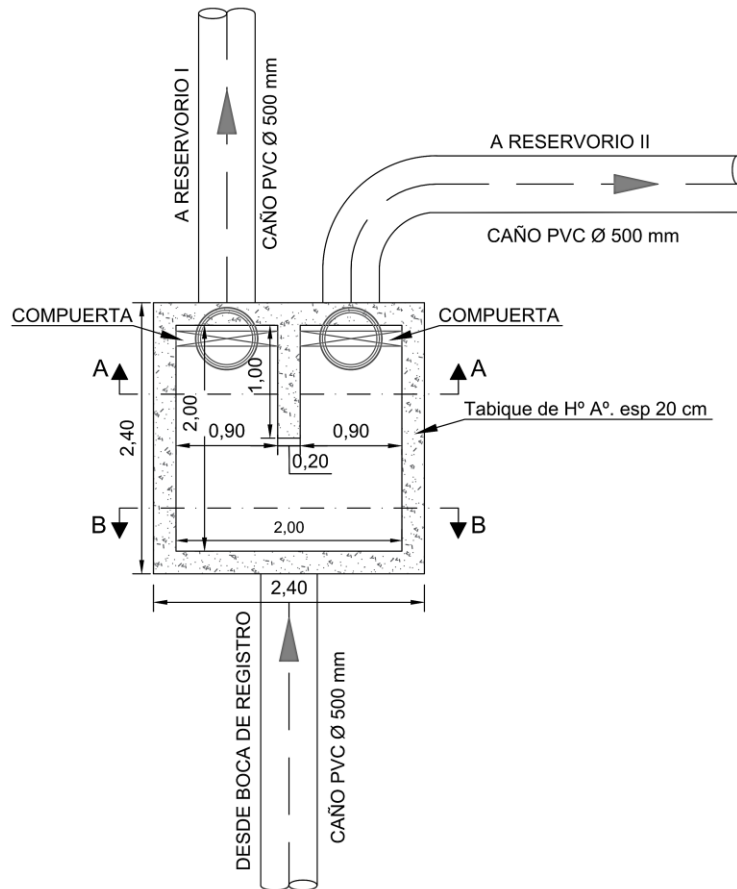
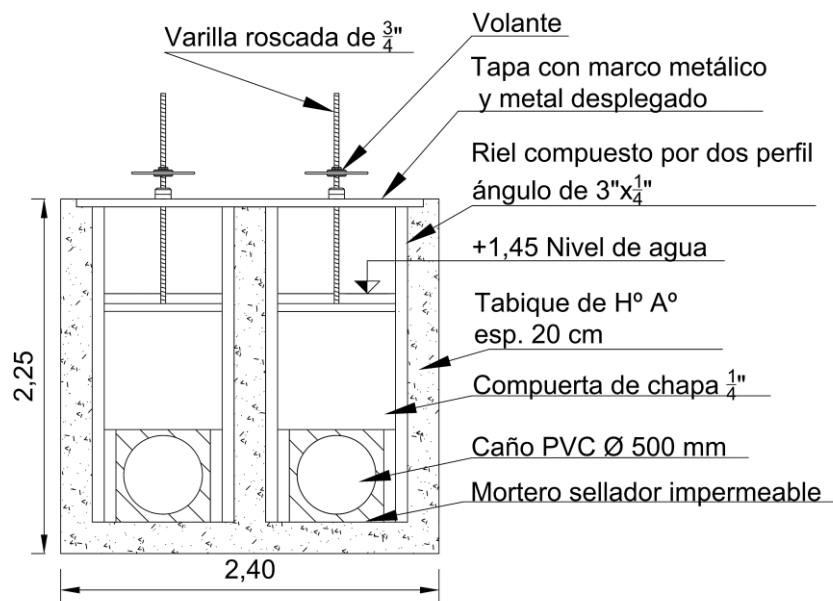


Figura 10.23 | Planta cámara distribuidora

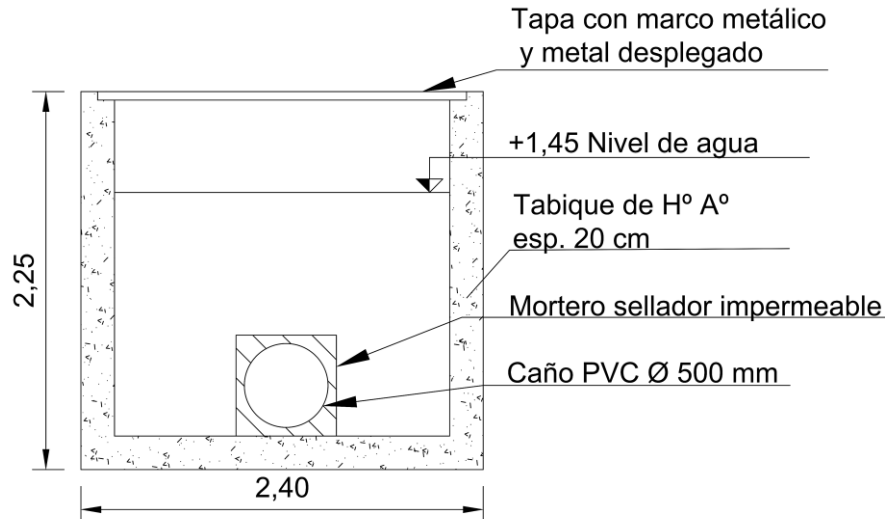
Fuente: Elaboración Propia.



Corte B-B

Figura 10.24 | Corte B-B, cámara distribuidora

Fuente: Elaboración Propia.



Corte A-A
 Figura 10.25 | Corte A-A, cámara distribuidora

Fuente: Elaboración Propia.

Para realizar el cálculo estructural de la cámara distribuidora, se utilizó el software CYPECAD. La elección de utilizar hormigón de calidad H-25 se fundamenta en la normativa CIRSOC 201/05, que clasifica la exposición de las armaduras como A2 según la tabla 2.1. Posteriormente, al consultar la tabla 2.5 de la misma normativa, se obtiene el valor de resistencia característica mínima del hormigón requerido. El tamaño máximo de agregado grueso considerado fue de 19 mm.

1	2	3	4	5	6
EXPOSICIÓN					
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
A 1	No agresiva		Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> • Interiores de edificios no sometidos a condensaciones • Elementos exteriores de edificios, revestidos • Hormigón masivo interior • Estructuras en ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual < 250 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> • Interiores de edificios protegidos de la intemperie • Columnas y vigas exteriores revestidas con materiales cerámicos o materiales que demoran la difusión del CO₂. • Elementos estructurales de hormigón masivo que no están en contacto con el medio ambiente. Parte interior de los mismos.
A 2	Ambiente Normal	Temperatura moderada y fría, sin congelación. Humedad alta y media o con ciclos de mojado y secado	Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> • Interiores de edificios expuestos al aire con HR ≥ 65 % o a condensaciones • Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual < 1.000 mm. • Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos 	<ul style="list-style-type: none"> • Sótanos no ventilados • Fundaciones • Tableros y pilas de puentes • Elementos de hormigón en cubiertas de edificios • Exteriores de edificios. • Interiores de edificios con humedad del aire alta o media • Pavimentos • Losas para estacionamientos
A 3	Clima cálido y húmedo		Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> • Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥ 1.000 mm • Temperatura media mensual durante más de 3 meses al año ≥ 25° C. 	

Figura 10.26 | Clase de exposición generales que producen corrosión de armaduras

Fuente: CIRSOC 201/05

Tabla 2.5. Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de las Tablas 2.1. y 2.2. y sus complementarias 2.3. y 2.4.									
	A 1	A 2	A 3 y M 1	C L y M 2	M 3	C 1 ⁽²⁾	C 2 ⁽²⁾	Q 1	Q 2	Q 3 ⁽³⁾
a) Razón a/c máxima ⁽¹⁾										
Hormigón simple	----	----	----	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
b) $f'_{c\ min}$ (MPa)										
Hormigón simple	----	----	----	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45
Penetración de agua o succión capilar según 2.2.11.	no	si	si	si	si	si	si	si	si	si

(1) Cuando se use cemento pórtland más una o varias adiciones minerales activas incorporadas directamente en planta elaboradora, se podrá reemplazar la **razón agua/cemento (a/c)**, por la **razón agua/ material cementicio [a/(c+x)]**, que tenga en cuenta la suma del cemento pórtland (c) y la cantidad de la adición mineral (x), cuando se trate de puzolanas según norma IRAM 1668:1968 o de escorias según norma IRAM 1667:1990.

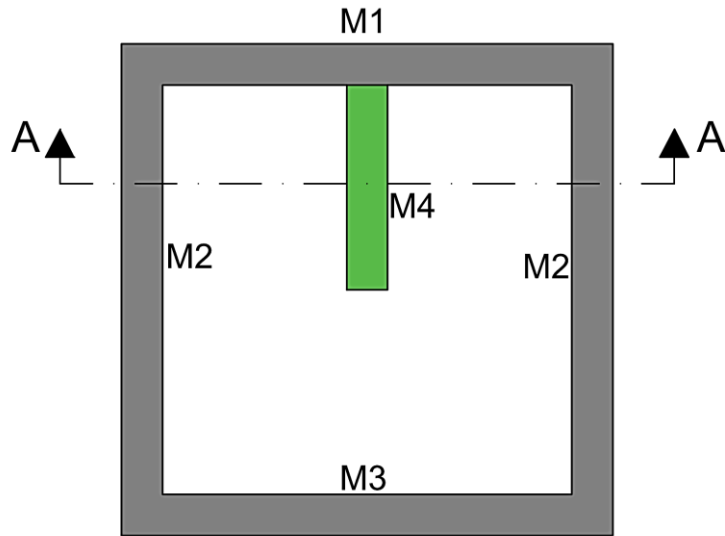
(2) Debe incorporarse intencionalmente aire, en la cantidad requerida en la Tabla 5.3..

(3) Cuando corresponda se debe proteger a la estructura según 2.2.5.2.c3 ó 2.2.10.3.

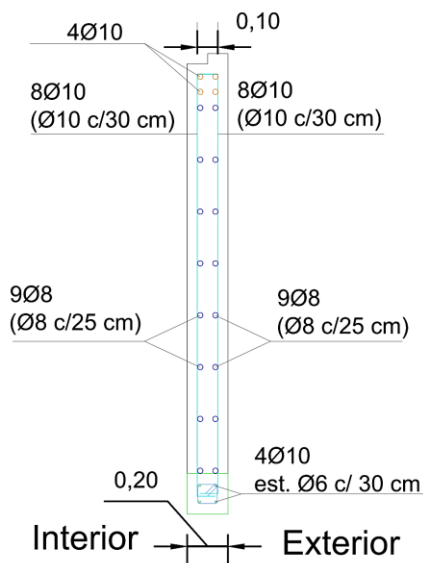
Figura 10.27|Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura

Fuente: CIRSOC 201/05.

A continuación, se presentan los planos de detalle constructivos, obtenidos con el software CYPECAD 2024f.



Detalle Armado de tabiques exteriores (M1, M2 y M3)
Sección tabique. Corte A-A



Detalle Armado de tabique divisorio interno (M4)
Sección tabique. Corte A-A

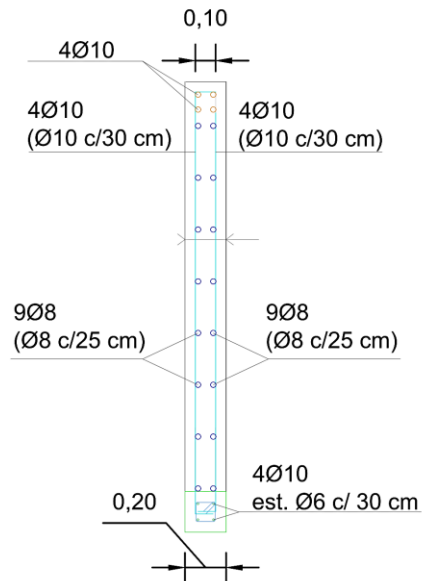
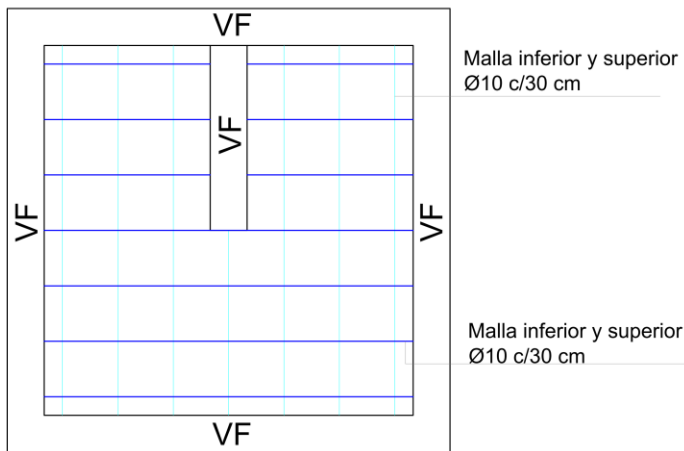


Figura 10.28 | Detalle de armadura tabique

Fuente: Elaboración propia. CYPECAD 2024f.

Detalle Armado platea



Detalle Armado de aberturas

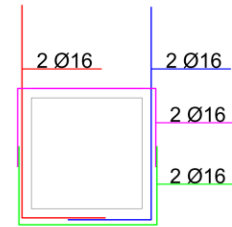


Figura 10.29|Detalle de armadura platea y abertura

Fuente: Elaboración propia. CYPECAD 2024f.

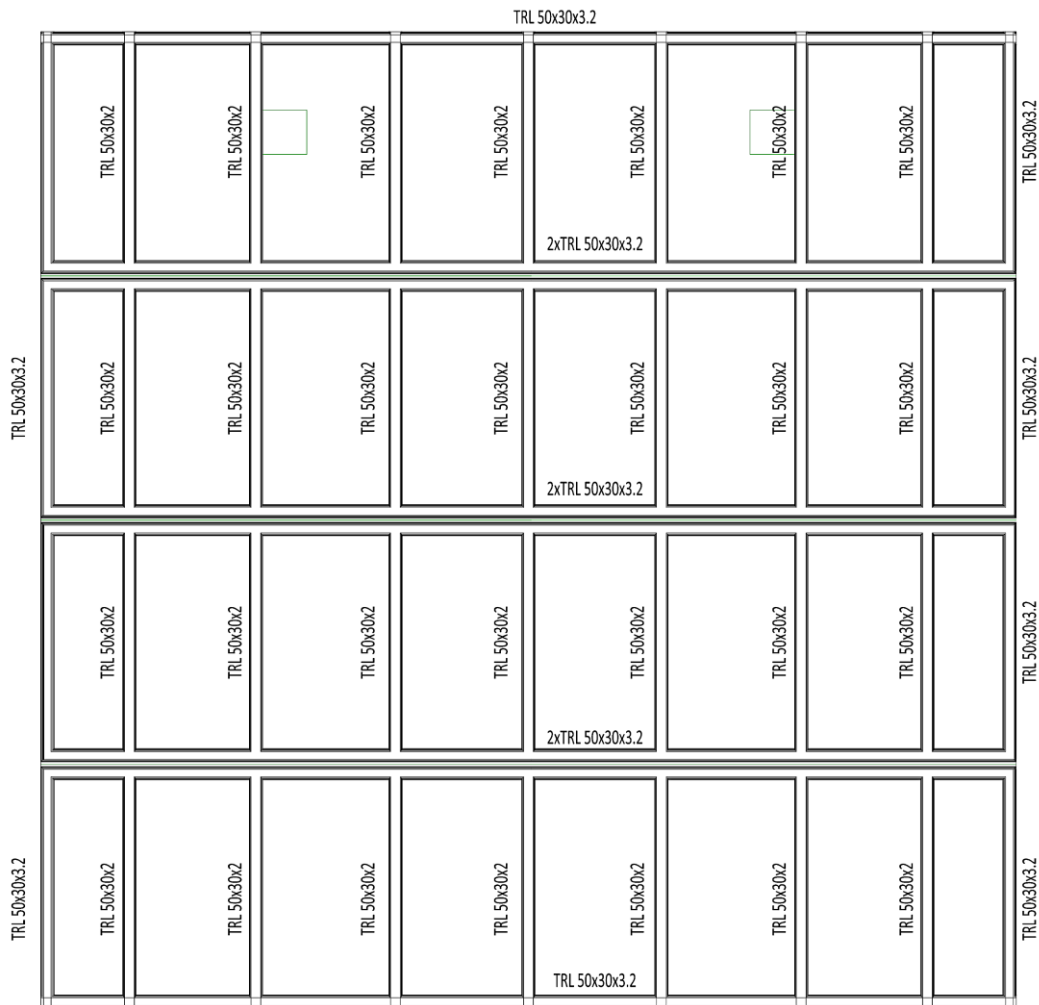


Figura 10.30|Detalle de perfilería a utilizar en tapa de cámara distribuidora

Fuente: Elaboración propia. CYPECAD 2024f.

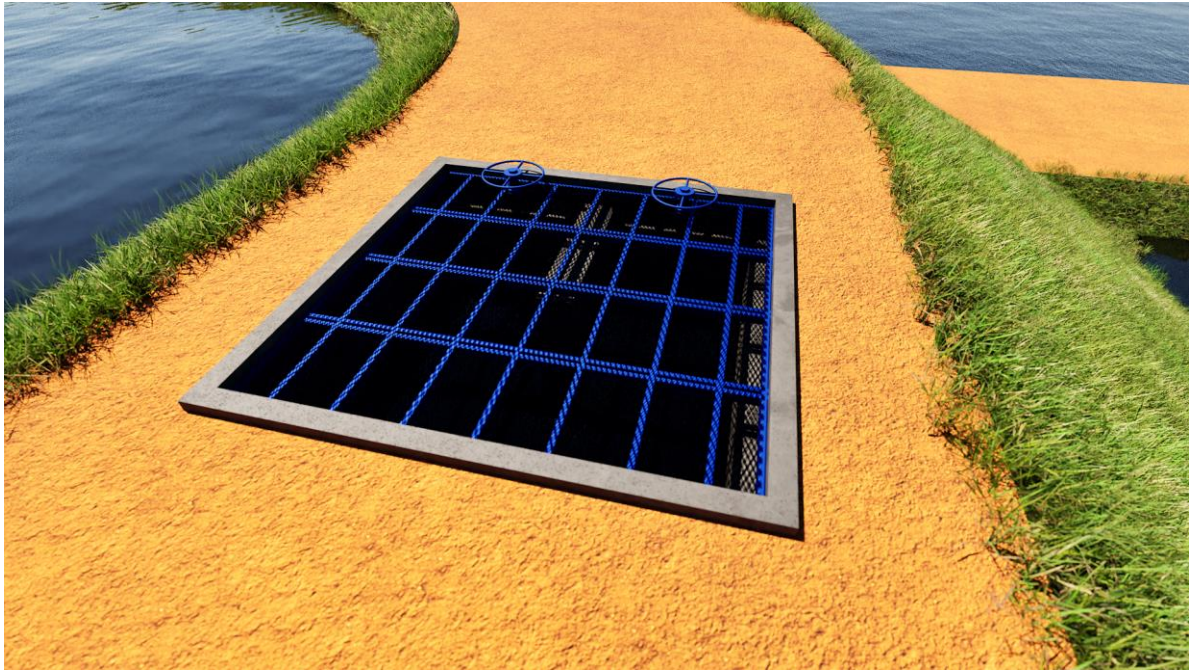


Figura 10.31 | Imagen 3D cámara distribuidora

Fuente: Elaboración propia. CYPECAD 2024f.

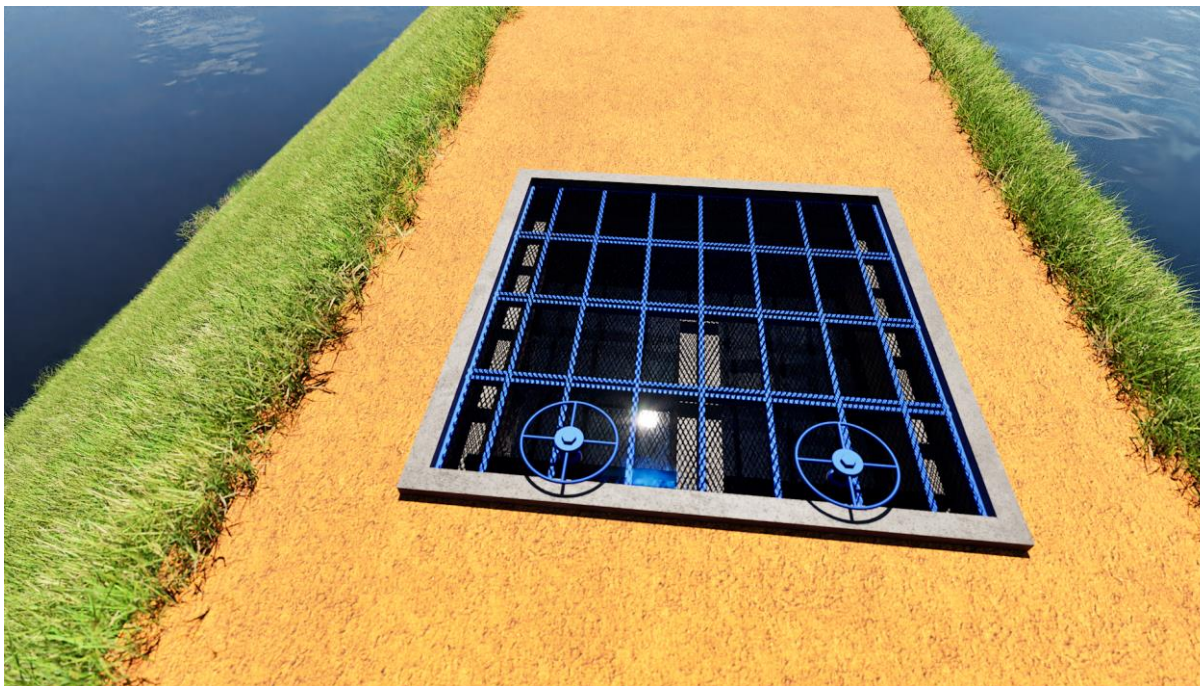


Figura 10.32 | Imagen 3D cámara distribuidora

Fuente: Elaboración propia. CYPECAD 2024f.

10.8 Diseño toma de agua sobre lagunas de reservorios.

Para el proyecto, se ha elegido un sistema de tomas flotantes. Estos dispositivos están diseñados para la captación de aguas superficiales, y sus dimensiones dependen del conjunto

de materiales que se va a utilizar, como las tuberías PEAD, conocidas por su alta flexibilidad y variedad de diámetros disponibles.

La toma y su conjunto deben tener la capacidad de flotar, y, por lo tanto, se deben realizar cálculos conforme a la Ley de Arquímedes.

Detalles a tener en cuenta:

- El diseño de la captación varía en función al peso que soporta, el tipo de material de la balsa y del dispositivo flotante que se utilizará.
- Se debe efectuar un análisis de cargas, que permita un equilibrio de fuerzas y garantice la flotabilidad.
- El análisis de cargas debe mantener una sobrecarga mínima, que cubra con exceso las maniobras de operación y mantenimiento en la balsa.
- Los materiales deben ser lo más livianos posibles y de manufactura o producción local, para minimizar gastos de reposición.
- Los elementos de fijación, anclajes deberán garantizar la seguridad, estacionamiento y soporte de la balsa durante las variaciones del nivel de la fuente.
- Se construirá para una succión de hasta 1,50 metros desde la superficie que es donde el agua tiene mejores propiedades físicas, químicas y bacteriológicas.

Las balsas flotantes deben ser diseñadas considerando las características específicas de las instalaciones y los requisitos de espacio para la operación y mantenimiento. Se busca que las cargas que actúan sobre la balsa estén distribuidas de manera uniforme, asegurando así la mayor estabilidad posible.

Los diseños deben incorporar características que les permitan resistir las condiciones más adversas de la fuente y del clima.

- Los flotadores deben disponerse de manera que garanticen la flotabilidad.
- El diseño se hará en función del material disponible en la zona; puede usarse madera, barriles metálicos de diversos tamaños y formas y otros materiales.
- Los flotadores y la balsa pueden ir clavados o atados con sogas o alambres, durables a la podredumbre o corrosión.
- El material deberá ser fuerte y capaz de soportar el desgaste por la presión de la estructura de la balsa y la acción del agua.
- Los flotadores metálicos deberán ser herméticos y revestidos con una capa de pintura antioxidante o alquitrán.

Las tomas flotantes proyectadas contemplan la realización de:

- Toma flotante: en algunos casos y si la profundidad lo permite se puede anclar al fondo del reservorio o fijarlas como los pequeños muelles.
- Tramo de conexión: entre la toma con sus tuberías flotantes hasta la tubería de impulsión existente aguas debajo de la presa.
- Instalaciones: mecánicas y eléctrica si no es por gravedad.

10.8.1 Cálculo y diseño de la balsa flotante.

En el diseño de la balsa flotante, se propone una estructura metálica de metal desplegado, perfiles metálicos y tambores plásticos de 200 litros como flotadores.

A pesar de haber observado antecedentes de balsas similares con solo cuatro tanques de 200 litros, se ha optado por un sistema de flotación compuesto por seis tanques de 200 litros. Esta elección se basa en la búsqueda de una mayor estabilidad durante las operaciones de mantenimiento, especialmente cuando participan dos operarios.

Datos:

Longitud Balsa: $L = 1.80$ metros.

Ancho Balsa: $A = 2.20$ metros.

Altura de los tambores: $H = 0,52$ m

Peso específico del agua: $\gamma = 1000$ Kg/m³

Aceleración de la gravedad: $G = 9,81$ m/s²

Peso específico del material (PET): $\gamma_{PET} = 970$ Kg/m³

Volumen de la balsa flotante: $A * L * H = 1.80 \text{ m} * 2,20 \text{ m} * 0,52 \text{ m} \Rightarrow$

$$\boxed{\text{Volumen de la balsa flotante} = 2.06 \text{ m}^3}$$

Peso total de la balsa = 200 kg (sin considerar el chupón y la cañería)

A continuación, se presentan los planos de dimensiones y vistas de la balsa:

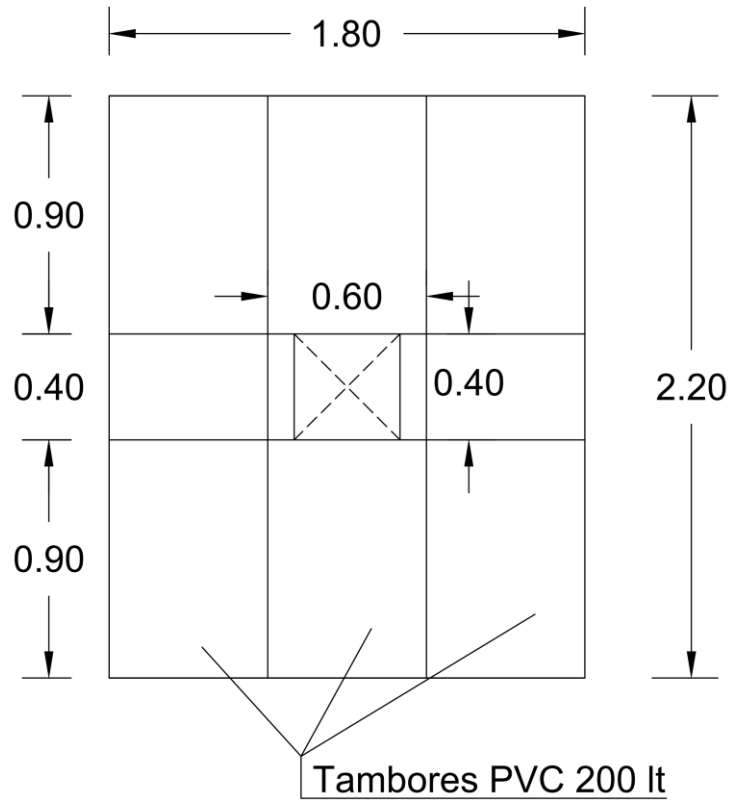


Figura 10.33|Plano de Planta toma flotante.

Fuente: Elaboración Propia.

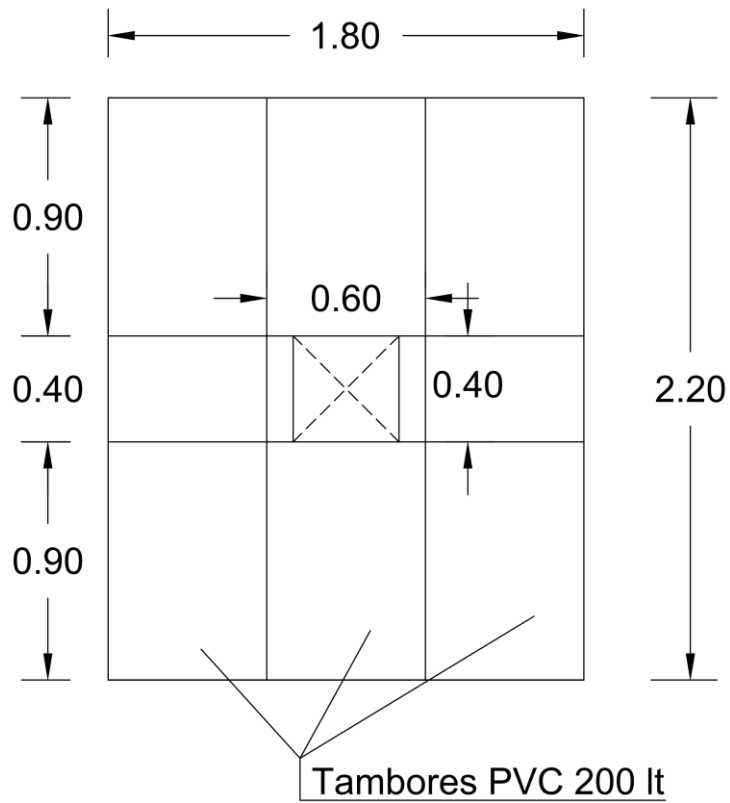


Figura 10.34 | Imagen 3D, toma flotante.

Fuente: Elaboración Propia.

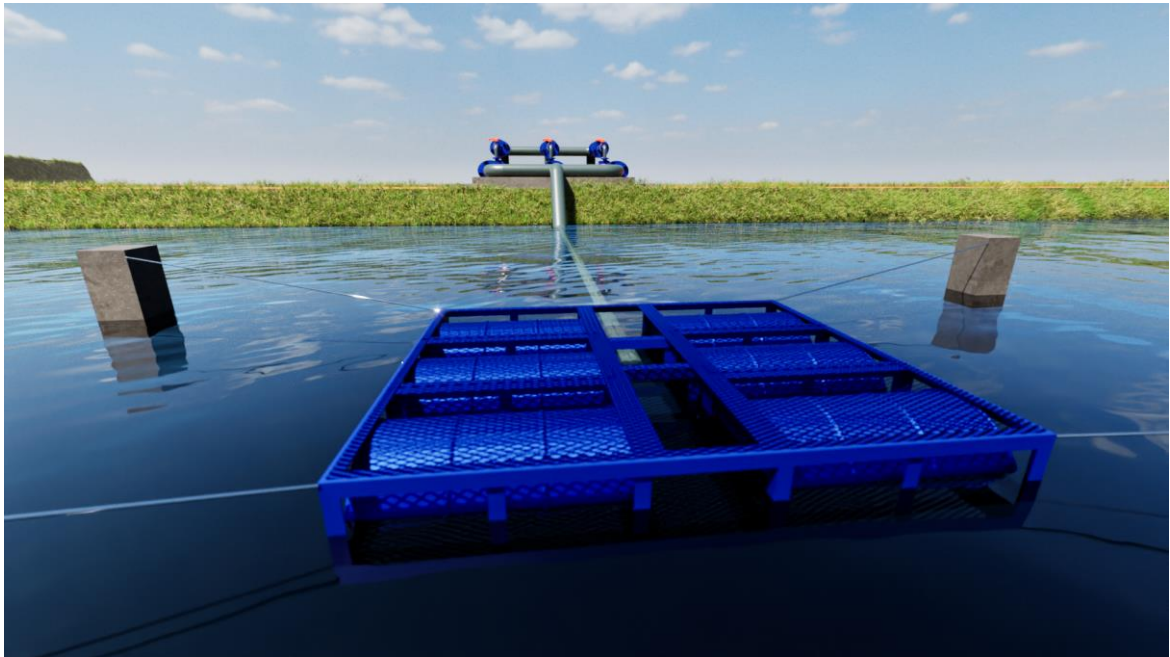


Figura 10.35 | Imagen 3D, toma flotante.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se presenta los planos de la estructura donde se pueden observar los perfiles utilizados, para la obtención de estos se modelo la estructura en el software Cype 3D.

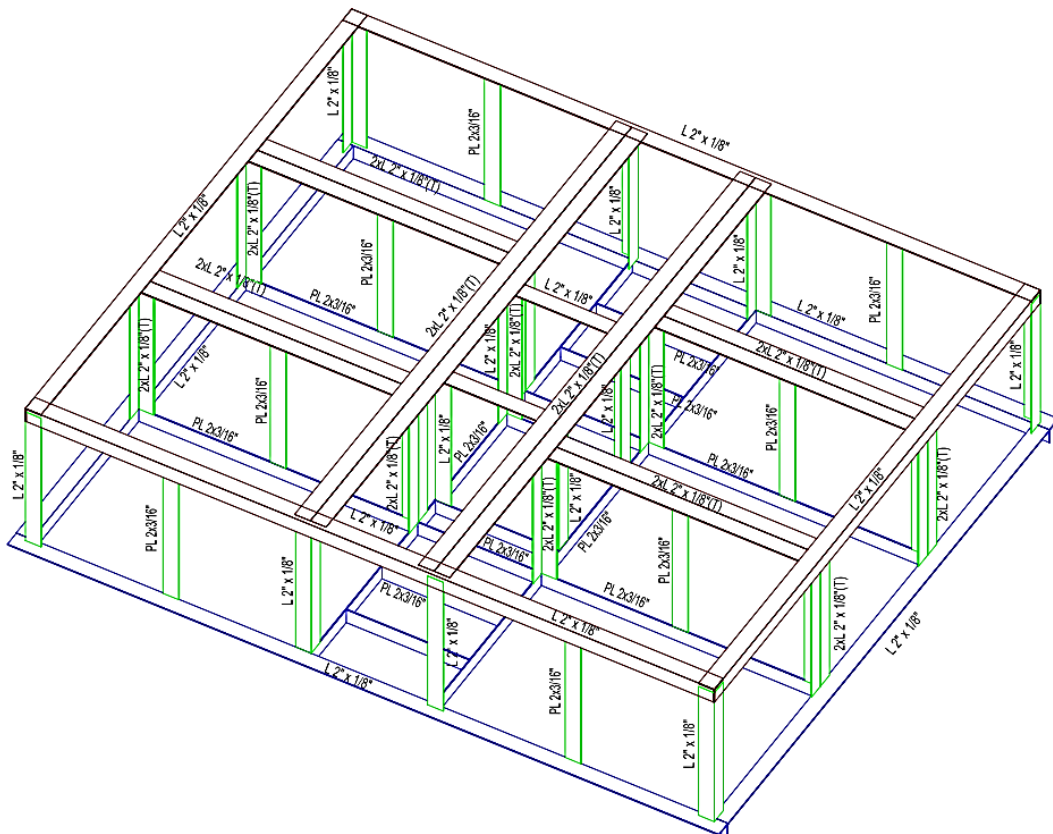


Figura 10.36|. Estructura Toma

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se presenta una tabla con el computo de materiales necesarios para la elaboración de la toma de efluente.

Perfil	Serie	Longitud (m)	Peso (kg)	Superficie (m ²)
L 2" x 1/8"	Angulo	26,83	67,50	5,45
L 2" x 1/8", doble en T unión Soldada	Ángulo	11,28	56,85	3,44
PL 2 x 3/16"	Planchuela	10,88	20,83	1,21

Tabla 10-7|Computo estructura toma

Fuente: Elaboración Propia.

Metal Desplegado			
Lámina	Espe(mm)	Área (m ²)	Peso (kg)
L1	2,00	1,36	6,80
L2	2,00	0,54	2,70
L3	2,00	0,54	2,70
L4	2,00	1,36	6,80

Tabla 10-8:Computo metal desplegado

Fuente: Elaboración Propia.

Para el proyecto se ha elegido, el metal desplegado de la marca ETC, serie 450|20|30, con las características que se muestran en la siguiente figura



Figura 10.37|. Especificaciones técnicas metal desplegado

Fuente: ETC

10.8.2 Determinación de los Tensores: Análisis de Viento

Para determinar los tensores que se utilizarán para el amarre en el coronamiento y anclaje respectivo de la toma de los reservorios se realizó un análisis de viento según el reglamento CIRSOC 101/05, que permite el procedimiento de túnel de viento, se procede a simular el efecto de este sobre la toma flotante. En esta oportunidad se utiliza un software de túnel de viento digital; más específicamente el software RWIND 2.02.0260, de la marca DLUBAL.

Primeramente, se convierte el modelo del pontón desde archivo de CAD a STL, para así poder importar el modelo en escala real dentro del software.

La velocidad básica de diseño se extrae desde la página de DLUBAL, ya que ingresando con la ubicación exacta de donde será emplazada la obra, nos brinda el valor que el reglamento CIRSOC 101/05 impone.

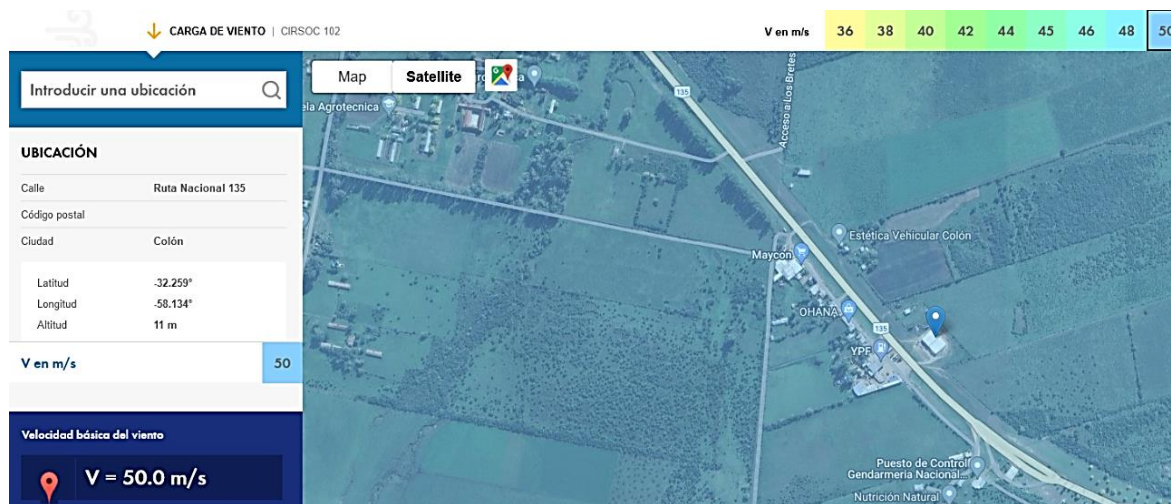


Figura 10.38 | Ubicación geográfica del proyecto

Fuente: Dlubal

Condiciones de borde del proyecto:

- La toma flotante para este cálculo de viento será considerada completamente flotando, hecho que en la realidad sabemos que es imposible que suceda, pero de esta forma estaremos del lado de la seguridad frente al cálculo de viento.
- Dentro del problema, no se discretizaron las lagunas, ya que, si colocásemos la toma flotante dentro de esta, los terraplenes protegerían a la misma, reduciendo las fuerzas actuantes sobre el mismo.
- Se considera, la toma flotante apoyado sobre una superficie lisa, cuya velocidad de viento sobre dicha superficie será cero.

Explicadas las condiciones de borde que fueron tenidas en cuenta, se procede con la carga de estas en el software.

Se dimensiona automáticamente el tamaño del túnel del viento, y se realizan todas las configuraciones necesarias, como por ejemplo la simulación se realiza como flujo constante, la velocidad de entrada es de 50 m/s, también se configura un perfil logarítmico del viento.

Luego de realizar todas las configuraciones, se importa el modelo a analizar, en este caso la toma flotante dentro del software.

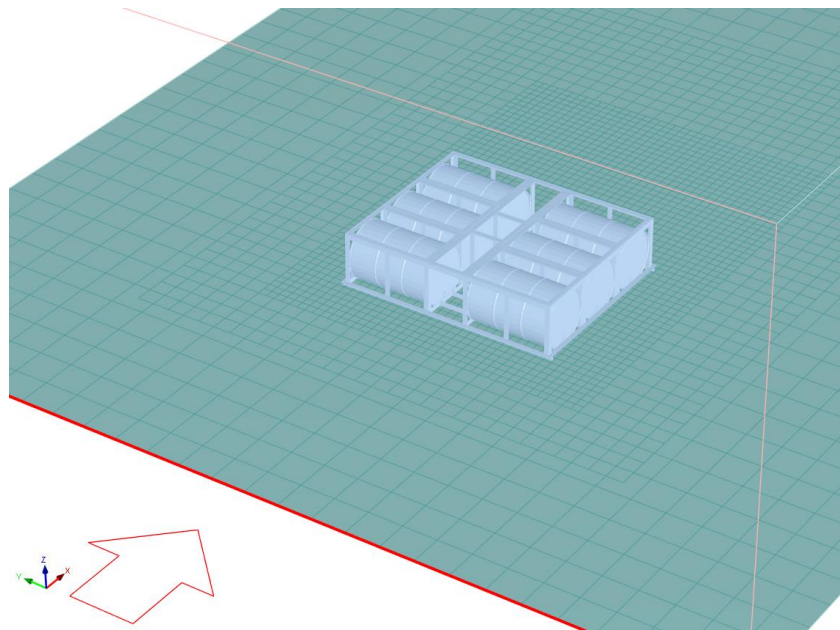


Figura 10.39| Modelo importado dentro del software RWIND.

Fuente: Elaboración propia. RWIND

El software aproxima el modelo mediante elementos finitos.

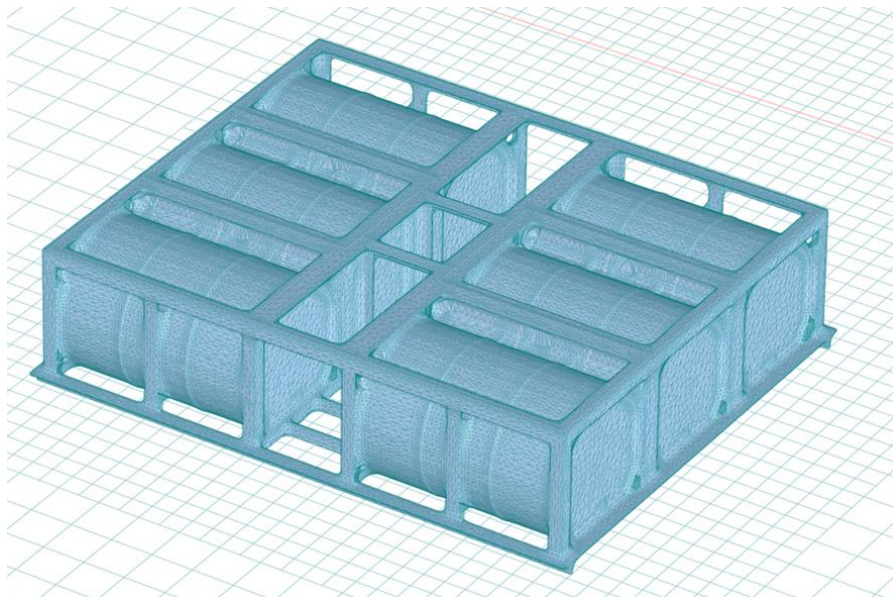


Figura 10.40| Aproximación mediante elementos finitos
 Fuente: Elaboración propia. RWIND

Luego se determina la fuerza de arrastre debida al viento en la dirección x.

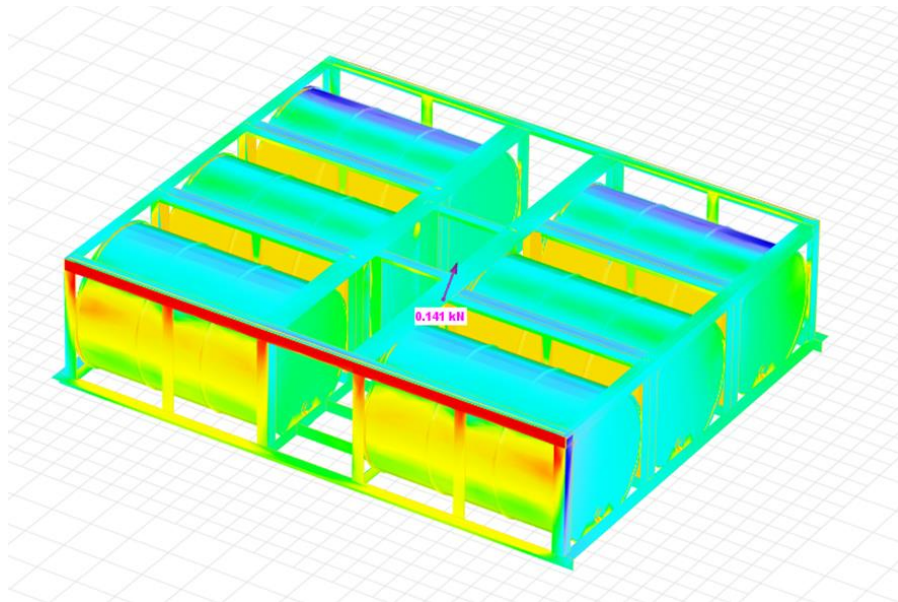


Figura 10.41| Fuerza de arrastre en el sentido x
 Fuente: Elaboración propia. RWIND

```

Información del objeto
=====
Modelo Núm. 1 - solo ponton
=====
Modelo original:
GUID = E2E1485A-03D6-4FE8-A3E7-1E45D4A1DDAB
Dimensiones =1.902 x 2.302 x 0.606 [m]
Área =23.39 m²
Área YZ proyectada =1.185 m²
Número de triángulos =12954
Fuerza de arrastre:
F = 0.141 kN
Fx = 0.088 kN, Fy = -0.001 kN, Fz = 0.11 kN
Modelo simplificado:
Número de triángulos =100000
Área YZ proyectada =1.225 m²
Fuerza de arrastre:
F = 0.145 kN
Fx = 0.096 kN, Fy = 0.001 kN, Fz = 0.109 kN
    
```

Figura 10.42| Resultados fuerza de arrastre en el sentido x
 Fuente: Elaboración propia. RWIND

Como la fuerza de arrastre que nos interesa es la F_x , ya que la F_z sería la fuerza que haría volar a la toma flotante, hecho que no sería posible porque dispone de un peso propio de 200 kg, superior a dicha fuerza.

Por lo tanto, la fuerza que nos interesa es la $F_x = 0.096\text{kN}$, fuerza que para calcular los tensores que mantendrán al pontón ubicado en su lugar específico, es insignificante.

Por lo tanto, se procede a calcular a viento el pontón girado 45° , respecto al análisis anterior para evaluar si con dicha consideración se obtiene un arrastre de mayor magnitud.

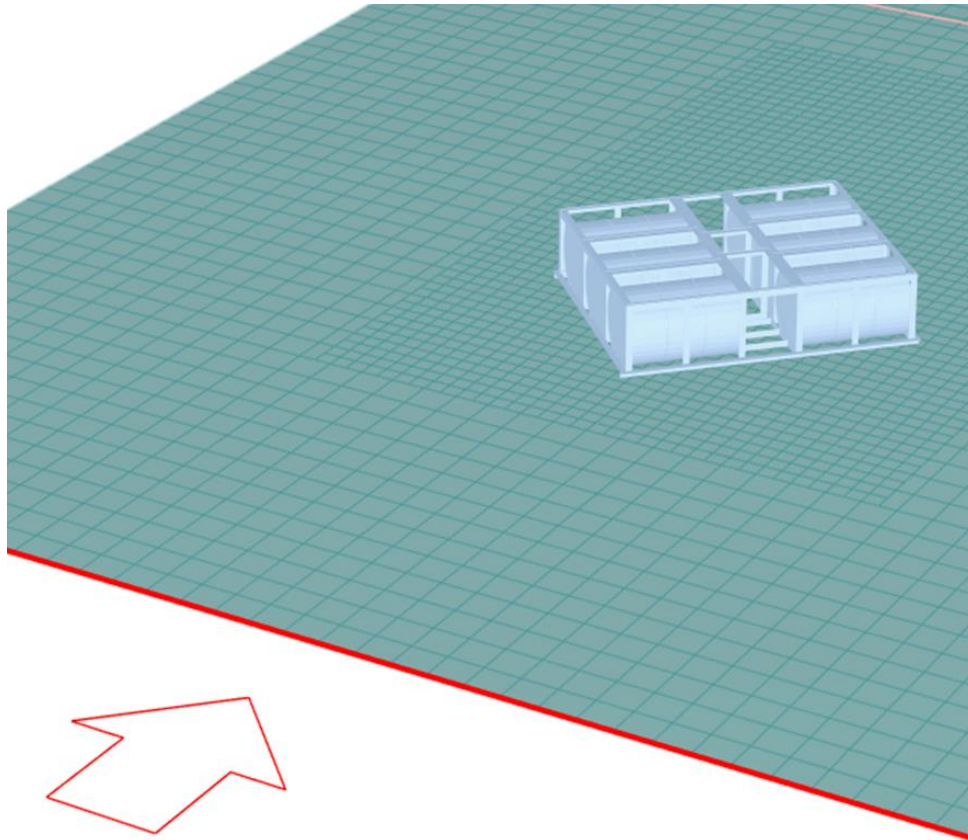


Figura 10.43| Ubicación de la toma flotante a 45°

Fuente: Elaboración propia. RWIND

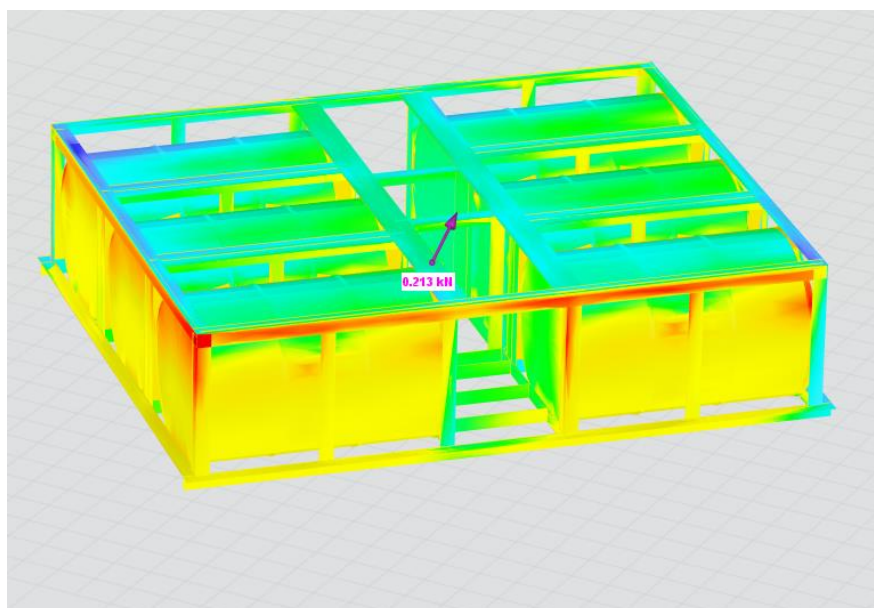


Figura 10.44| Fuerza de arrastre de la toma rota a 45°

Fuente: Elaboración propia. RWIND

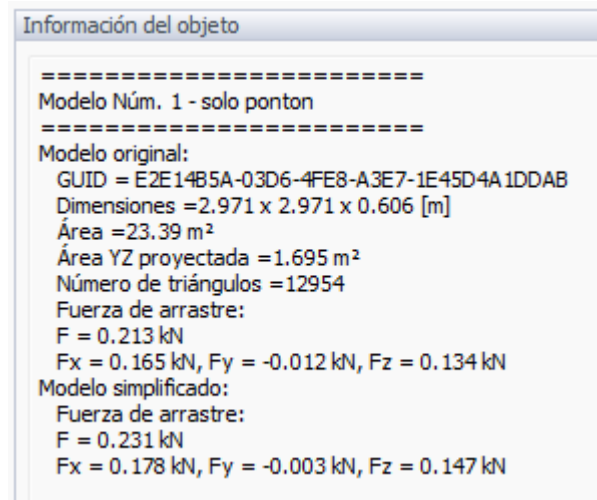


Figura 10.45| Resultados fuerza de arrastre de la toma rota a 45°

Fuente: Elaboración propia. RWIND

La fuerza que nos interesa es la $F_x = 0.178\text{kN}$, fuerza que efectivamente es mayor que para la condición anterior, pero que para calcular los tensores que mantendrán al pontón ubicado en su lugar específico, sigue siendo insignificante.

Como la toma flotante tiene gran parte de aberturas, se procede como último análisis en el software de túnel de viento digital a considerar el pontón sin aberturas.

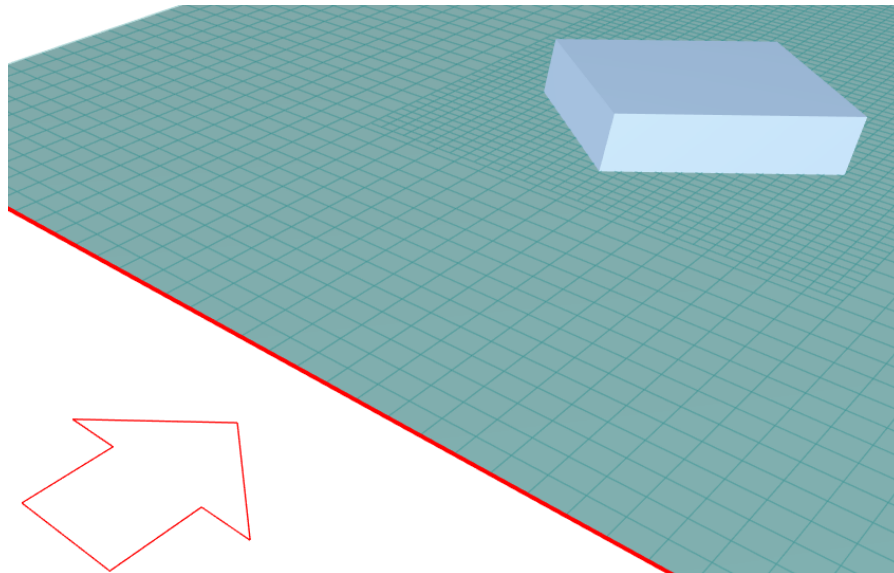


Figura 10.46| Toma flotante considerada directamente como un prisma sin aberturas

Fuente: Elaboración propia. RWIND

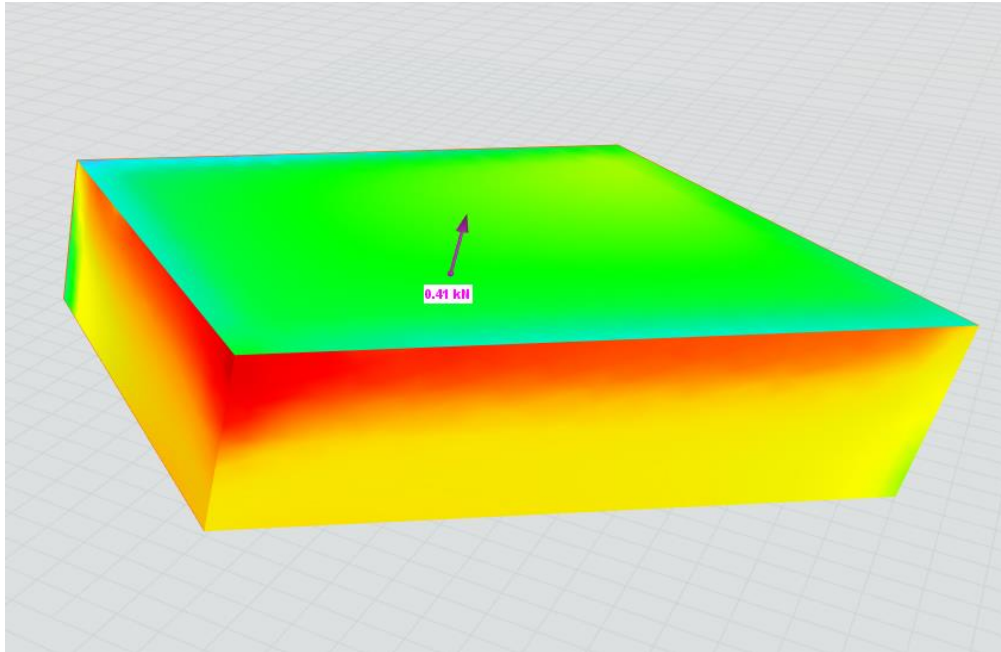


Figura 10.47| Fuerza de arrastre de la toma considerada como un prisma sin abertura

Fuente: Elaboración propia. RWIND

```

Información del objeto
=====
Modelo Núm. 1 - ponton cerrado
=====
Modelo original:
GUID = 36AC945F-40E6-4A28-A77E-5C8D50AC11E3
Dimensiones =2.828 x 2.828 x 0.57 [m]
Área =12.48 m²
Área YZ proyectada =1.612 m²
Número de triángulos =12
Fuerza de arrastre:
F = 0.41 kN
Fx = 0.142 kN, Fy = 0.03 kN, Fz = 0.384 kN
Modelo simplificado:
Fuerza de arrastre:
F = 0.426 kN
Fx = 0.146 kN, Fy = 0.032 kN, Fz = 0.399 kN
    
```

Figura 10.48| Resultados fuerza de arrastre de la toma considerándola como un prisma sin aberturas

Fuente: Elaboración propia. RWIND

La fuerza que nos interesa es la $F_x = 0.146\text{kN}$, fuerza que para calcular los tensores que mantendrán a la toma flotante ubicada en su lugar específico, también continúa siendo insignificante. Con esta condición de análisis del modelo, la fuerza que aumentó significativamente fue $F_z = 0.399\text{kN}$, de todas formas, inferior al peso propio.

El Reglamento CIRSOC 101/05 establece en el capítulo 1.4 que la fuerza de viento de diseño para edificios y otras estructuras abiertas no debe ser menor que $0,50\text{ kN/m}^2$. Debido a estas condiciones de carga mínima a viento, y habiendo no alcanzado valores de carga de arrastre mediante el software RWIND significativas se procede a cargar en el software CYPE3d con $0,5\text{KN/m}^2$ los laterales de la toma flotante para poder calcular los esfuerzos en los tensores.

Se discretiza la toma flotante y se supone apoyado sobre vínculos móviles, a fin de poder calcular la mayor fuerza a que estarán sometidos los tensores. Se consideran dos estados de carga a viento, siendo estos los más desfavorables para con los tensores.

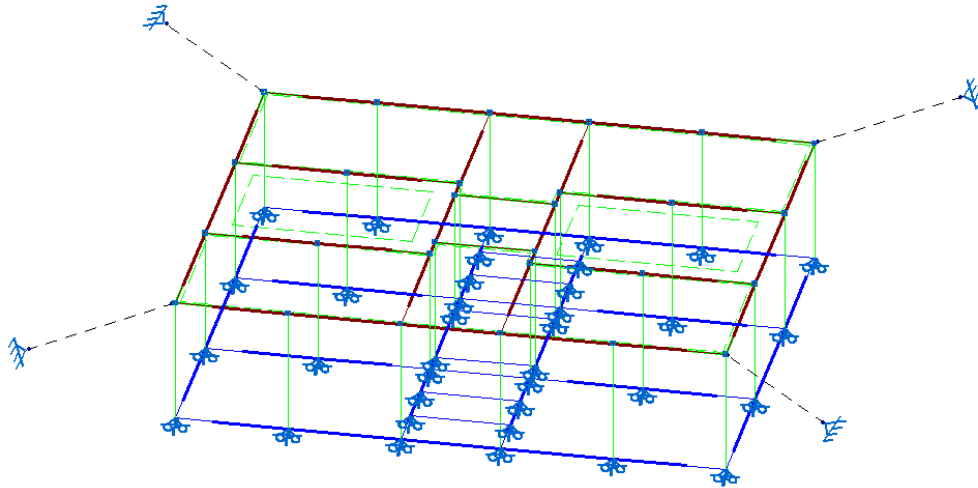


Figura 10.49| Discretización de la toma flotante

Fuente: Elaboración propia. CYPE3d.

A través del software se obtiene el esfuerzo de tracción máximo al que está sometido un tensor, el cual tiene el valor de:

$$1,443\text{kN} \cong 144\text{kg}$$

Envolventes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.177 m	0.354 m	0.530 m	0.707 m
N1/N67	Acero laminado	N _{min}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		N _{máx}	1.443	1.443	1.443	1.443	1.443
		Vy _{min}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vy _{máx}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz _{min}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz _{máx}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Mt _{min}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Mt _{máx}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		My _{min}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		My _{máx}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Mz _{min}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Mz _{máx}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 10.50| Esfuerzos en barras

Fuente: Elaboración propia. CYPE3d.

Entrando en manuales técnicos de fabricantes de cables de acero como ser ORTIZ FISCHER se concluye que se podría optar por un cable de 3mm de diámetro.

CABLES DE ACERO



ORTIZ FISCHER comercializa una completa línea de cables de acero utilizados por distintos sectores productivos (industrial, marítimo, minero, petrolero, etc) satisfaciendo los más exigentes estándares de calidad.
 • Norma: IRAM 547 - ISO 2408

	 6x19 SEALE Alma Textil	 6x19 FILLER Alma Acero	 6x36 W. SEALE Alma Textil	 6x36 W. SEALE Alma Acero	 19x7 ANTIGIRO Alma Acero
Nº de alambres de conformación	114 / 150	150	216	216	133
Flexibilidad de los alambres	★ ★ ★ ★ ★	★ ★ ★ ★ ★	★ ★ ★ ★ ★	★ ★ ★ ★ ★	★ ★ ★ ★ ★
Resistencia a la abrasión	★ ★ ★ ★ ★	★ ★ ★ ★ ★	★ ★ ★ ★ ★	★ ★ ★ ★ ★	★ ★ ★ ★ ★

CARGA MÍNIMA DE ROTURA DE CABLES DE ACERO (Kgf)					
Ø mm	6x19 SEALE Alma Textil	6x19 FILLER Alma Acero	6x36 W. SEALE Alma Textil	6x36 W. SEALE Alma Acero	19x7 ANTIGIRO Alma Acero
3	443	-	-	-	-
4	787	-	-	-	-
5	1.234	-	-	-	-
6	1.775	-	1.775	-	2.132
8	4.304	4.804	4.304	4.916	3.794
9,5	6.059	6.773	6.059	6.926	5.350
11	8.425	9.415	8.425	9.619	7.171
12,7	10.200	11.903	10.200	12.005	10.006
14	12.801	14.902	12.801	15.004	11.628
16	16.810	19.400	16.810	19.604	15.198
19	23.909	27.703	23.909	27.907	21.318
22	32.813	38.107	32.813	38.413	28.662
25,4	40.912	47.512	42.014	47.909	40.086
28	51.316	58.813	51.316	60.119	-
32	68.717	76.826	68.717	76.225	-
35	84.619	94.625	84.619	96.727	-
38	96.931	108.028	96.931	110.333	-
44	129.632	146.044	129.632	148.736	-

*Los valores expresados son de referencia e indican las Cargas Mínimas de Rotura para una resistencia del acero de los alambres de 200kg/mm²

Figura 10.51 | Especificaciones técnicas claves de acero

Fuente: Ortiz Fischer.

Otra alternativa, para asegurar la toma no sería fijarla al coronamiento mediante tensores, sino emplear los mismos tensores para anclarla a unos muertos de hormigón ubicados dentro de la laguna.

10.9 Calculo y Diseño De Las cañerías

Según el Ingeniero Juan Saldarriaga en “Hidráulica de tuberías”, una tubería es simple cuando tiene un diámetro constante y está hecha de un solo material a lo largo de toda su longitud. La energía que mueve el fluido dentro de ella puede ser de tipo gravitacional (un embalse o tanque a la entrada) o mecánica (una bomba). En este último caso, para que la tubería pueda ser considerada como simple, la bomba debe estar localizada en uno de los extremos. La tubería simple puede tener cualquier tipo de accesorios que produzcan pérdidas menores, incluyendo válvulas para el control del caudal.

De acuerdo con las características de nuestro proyecto, se decide diseñar una tubería simple vinculada a una fuente de energía mecánica.

Las variables involucradas en el diseño de tuberías simples son las siguientes:

VARIABLES RELACIONADAS CON LA TUBERÍA EN SÍ: Diámetro de esta (d), longitud de la tubería (l) rugosidad absoluta de la tubería (k_s).

VARIABLES RELACIONADAS CON EL FLUIDO: Densidad del fluido (ρ) y viscosidad dinámica del fluido (μ).

VARIABLES RELACIONADAS CON EL ESQUEMA DEL SISTEMA: Coeficientes de pérdidas menores de todos los accesorios necesarios, incluyendo válvulas (ΣK_m).

VARIABLES RELACIONADAS CON LA ENERGÍA IMPULSORA DEL FLUIDO: Cabeza entre el embalse de entrada y la Salida (H) o potencia de la bomba (P),

OTRAS VARIABLES: Aceleración de la gravedad (g) y caudal o velocidad media en la tubería (Q o v).

Las variables que pueden ser desconocidas son el caudal, el diámetro de la tubería o la potencia de la bomba que es necesario instalar para mover un determinado caudal.

A continuación, se dimensionará las cañerías que usaremos en las instalaciones, tanto el material, la longitud total y el diámetro de estas. A partir de estos datos, se calculará la altura por pérdidas que se usará para seleccionar las bombas correspondientes para cada uno de los reservorios.

10.9.1 Características de las cañerías.

Se optará por la instalación de cañerías de PVC, ya que este material presenta múltiples ventajas en comparación con otras opciones. Destaca por su excepcional durabilidad, resistencia a la corrosión y una vida útil prolongada, convirtiéndolo en una elección idónea para sistemas de riego a largo plazo, garantizando una eficiencia máxima en todo momento.

Además de su robustez, las cañerías de PVC son conocidas por ser ligeras y fáciles de transportar, lo que facilita su manipulación durante la instalación. Su bajo costo en comparación con alternativas disponibles en el mercado también es un factor a tener en cuenta. Estas cañerías no solo mejoran el flujo de agua, sino que también exhiben una notable resistencia a los rayos UV cuando se encuentran a la intemperie. En resumen, el uso de cañerías de PVC no solo optimiza el rendimiento del sistema de riego, sino que también proporciona una solución eficiente y económica a largo plazo.

10.9.2 Cálculo de su longitud.

La longitud de las cañerías variará en función de las distancias que deban cubrir para el riego de los diferentes terrenos. Se plantean situaciones hipotéticas, considerando las distancias más lejanas, especialmente en los terrenos al norte, que, como se mencionó previamente, recibirán riego desde la laguna de reservorio I.

En relación con la longitud entre las lagunas de reservorio I y II, se presenta una propuesta para una trayectoria más eficiente, con el objetivo de minimizar las distancias máximas.

En cuanto a la cañería de distribución destinada a la escuela agrotécnica, se ha diseñado con dos ramales principales que se desprenden de un colector ubicado junto a la bomba. Uno de estos ramales se dirige hacia los canteros en la parte frontal, mientras que el otro abastece a los canteros intermedios. Desde este último, se establece una conexión que llega a los canteros en la parte posterior. Para facilitar este diseño, el terreno se ha dividido en seis rodales.

En consecuencia, la cañería está concebida para alimentar cada uno de los surcos ubicados al inicio de cada cantero, abarcando toda su longitud. Este planteamiento busca optimizar la distribución del agua de manera eficiente y equitativa en toda la superficie.

También se prevé el cálculo para la cañería que conectaría con una eventual cuarta laguna de reservorio, ubicada en los terrenos frente a la escuela agrotécnica.

10.9.2.1 Cañerías, terrenos Norte.

Las cañerías designadas asumirán la función de distribuir el efluente en terrenos ubicados al norte de las lagunas de reservorio. Las superficies de los terrenos han sido elegidas de manera aproximada para llevar a cabo el presente proyecto académico, indicando que la cantidad y ubicación de los terrenos no necesariamente reflejarán la realidad y podrían experimentar variaciones.

En la tabla proporcionada, se detallan las longitudes y designaciones de las cañerías, acompañadas de un plano que exhibe de manera aproximada su distribución.

Terrenos	Identificación de Nodo	Altura Nodo (m)	Tramo	Distancia (m)	Identificación bomba impulsora	Cota- Bomba impulsora
16 Ha (Norte)	1-N	20	Bomba 1-N	910	B-LRI	11,5
42 Ha (Norte)	2-N	15,3	1-N/ 2-N	500	B-LRI	11,5
23 Ha (Norte)	3-N	13,8	2-N /3-N	241	B-LRI	11,5
17 Ha (Norte)	4-N	14,1	3-N/ 4-N	214	B-LRI	11,5
18 Ha (Norte)	5-N	13	4-N /5-N	386	B-LRI	11,5

Tabla 10-9: Datos altimétricos de terrenos ubicados al norte.

Fuente: Elaboración Propia



Figura 10.52 | Terrenos ubicados al Norte con el tendido de cañerías

Fuente: Elaboración Propia.

10.9.2.2 Cañería entre reservorio 2 y 3.

Estas cañerías se encargarán de realizar el trasvase de la laguna de reservorio 2 hacia la laguna de reservorio 3, cabe aclarar que las lagunas de reservorio 1 y 2 están conectadas, por lo que de ser necesario trasvasar todo el caudal a la laguna de reservorio 3 de ser necesario no habría problema.

A continuación, se exhibe una tabla que proporciona la distancia y las características correspondientes, acompañada de un plano que muestra de manera tentativa la distribución de la misma.

Identificación de Nodo	Caudal (lt/s)	Diámetro comercial (mm)	Velocidad (m/s)	Hf (m)	K	HI (m)	Total, Pérdidas (m)
1-L	87,55	355	0,88	1,59	15,07	0,601	2,19
2-L							
3-L							
4-L							

Tabla 10-10: Datos altimétricos tramo cañería entre reservorio 2 y 3.

Fuente: Elaboración Propia.



Figura 10.53 | Tendido de cañerías para conexión entre reservorio 2 y 3.

Fuente: Elaboración Propia.

10.9.2.3 Cañerías terreno agrotécnica.

Las cañerías han sido destinadas para llevar el efluente desde el reservorio 3 hacia cada uno de los sublotes en el terreno de la escuela agrotécnica. Este terreno abarca aproximadamente 30 hectáreas, de las cuales 25 se asignarán al riego, reservando la restante para fines de circulación.

A continuación, se presenta un esquema aproximado de la distribución de las tuberías, así como sus longitudes y demás características pertinentes.



Figura 10.54 | Tendido de cañerías terreno escuela agrotécnica

Fuente: Elaboración Propia.

Tramo	Identificación de Nodo	Altura Nodo (m)	Distancia (m)	Identificación Bomba Impulsora	Cota Bomba Impulsora
1A-2A	2A	25,00	575,00	B-LRIII	11,50
2A-3A	3A	27,70	125,00	B-LRIII	11,50
4A-5A	5A	13,50	162,00	B-LRIII	11,50
5A-6A	6A	16,00	105,00	B-LRIII	11,50
6A-7A	7A	15,30	125,00	B-LRIII	11,50
5A-8A	8A	7,70	415,00	B-LRIII	11,50
8A-9A	9A	7,40	105,00	B-LRIII	11,50
9A-10A	10A	7,40	125,00	B-LRIII	11,50

Tabla 10-11: Datos altimétricos cañería escuela agrotécnica

Fuente: Elaboración Propia.

10.9.2.4 Cañerías terrenos de enfrente.

Se proyectará la instalación de las cañerías hacia una laguna potencial de almacenamiento ubicada en los terrenos contiguos. Dicha laguna recibirá su suministro hídrico de la laguna de reservorio 3 y se empleará eventualmente para el riego de terrenos adyacentes que deseen integrarse a este sistema de riego.

A continuación, se incluye una tabla detallando las características de las cañerías propuesta, así como un plano que ilustra un trazado tentativo de las mismas.

Terrenos (Ha)	Identificación Nodo	Altura Nodo (m)	Tramo	Distancia (m)	Identificación Bomba Impulsora	Cota-Bomba impulsora
Terreno de enfrente (4to Reservorio)	1-E	13,50	1E-2E	2707	B-LIV	13,50
	2-E	22,00				

Tabla 10-12: Datos altimétricos cañería terrenos de enfrente.
 Fuente: Elaboración Propia.



Figura 10.55| Tendido de cañerías desde reservorio 3 a reservorio 4.
 Fuente: Elaboración Propia.

10.9.3 Cálculo del diámetro de las cañerías.

Para el cálculo del diámetro de las cañerías, se llevará a cabo un análisis basado en los caudales a transportar en cada tramo, con el propósito de determinar el diámetro más eficiente para cada uno. Se tendrán en cuenta las pérdidas de carga causadas por la presión generada en el fluido debido a la fricción entre las partículas del mismo y contra las paredes de la tubería que las conduce.

Estas pérdidas pueden clasificarse como continuas a lo largo de conductos regulares o como accidentales o localizadas, resultantes de circunstancias específicas como estrechamientos, cambios de dirección o la presencia de una válvula, entre otras.

$$h_{\text{pérdidas}} = h_f + h_l$$

$h_{\text{pérdidas}}$: Pérdida de carga.

H_f : Pérdida continuas (fricción).

H_l : Pérdidas localizadas.

10.9.3.1 Cálculo de la cañería hacia los terrenos del norte.

En un primer paso, la cañería en estudio se divide en diversos tramos para su análisis, siendo cada tramo definido entre dos nodos específicos.

Para determinar el caudal, se considera como dato base la necesidad de 1000 m³/15 Ha. Dado que el área total es de 116 Ha, se establece que se requieren 7733,33 m³/día. Sin embargo, teniendo en cuenta que la laguna de reservorio 1 solo puede suministrar 5943,52 m³/día, se propone que cada terreno sea abastecido en un 76%. Es importante señalar que la asignación de hectáreas se realiza como parte de un proyecto académico, y no implica necesariamente que todas las hectáreas propuestas estén destinadas al riego. En caso de contar con una menor extensión de tierras, estas podrían ser irrigadas en su totalidad. A continuación, se presenta la tabla correspondiente con los terrenos seleccionados para el caso de estudio.

Terrenos	Identificación de Nodo	Superficie (Ha.)	Caudal nodal (m ³ /día)	Caudal nodal (lt/s)	Longitud (m)	Cota Terreno (m)
16 ha (Norte)	1-N	16	810,67	9,38	910	20
42 ha (Norte)	2-N	42	2128,00	24,63	500	15,3
23 ha (Norte)	3-N	23	1165,33	13,49	241	13,8
17 ha (Norte)	4-N	17	861,33	9,97	214	14,1
18 ha (Norte)	5-N	18	912,00	10,56	386	13

Tabla 10-13: Identificación de los parámetros, terrenos del norte.
 Fuente: Elaboración Propia.

Para dar inicio al cálculo del diámetro de las cañerías, se asignó en primer lugar el caudal que transportará cada nodo, siendo el nodo más alejado aquel que transportará menos caudal. Una vez determinado el caudal de cada nodo, se procede al cálculo del diámetro utilizando la ecuación de continuidad.

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

Donde:

Q: Caudal (m³/seg)

V: Velocidad (m/s)

Se asume una velocidad de 1 m/s, considerada óptima para evitar posibles problemas como sedimentación o depósitos de materiales suspendidos en el agua. Una vez obtenido el diámetro de las cañerías, se procede a la selección de diámetros comerciales consultando folletos disponibles en el mercado, y en este caso, se elige la marca "Tigre" que mejor se ajusta a las necesidades.

Posteriormente, se determina la velocidad, despejándola de la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D_C^2}$$

Donde:

D_C²: Diámetro comercial (m)

Para la determinación de las pérdidas de carga, se recurre a la ecuación de Hazen-Williams para calcular el coeficiente K.

$$K = \frac{10,67 * L}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

Donde:

C: Coeficiente de Hazen- Williams

El coeficiente mencionado se obtiene de tablas tabuladas.

Material	C Hazen-Williams (universal)	ϵ Darcy-Weisbach (mm)	n Manning (universal)
Fundición	130 – 140	0,25	0,012 – 0,015
Hormigón o revest. de Hormigón	120 – 140	0,3 – 3,0	0,012 – 0,017
Hierro Galvanizado	120	0,15	0,015 – 0,017
Plástico	140 – 150	0,0015	0,011 – 0,015
Acero	140 – 150	0,03	0,015 – 0,017
Cerámica	110	0,3	0,013 – 0,015

Figura 10.56 | Coeficiente de Rugosidad para Tubería nueva.
 Fuente: Conagua.

Finalmente, las pérdidas de carga son calculadas utilizando la siguiente ecuación.

$$hf = K * Q^{1.852}$$

En la tabla siguiente se presentan los resultados obtenidos.

Identificación de Nodo	Total, Caudal (lt/s)	Diámetro (m)	Diámetro comercial (mm)	Velocidad (m/s)	C (PVC)	K	Hf (m)
1-N	68,02	0,294	315	0,873	140	285,63	1,97
2-N	58,64	0,273	250	1,195	140	483,66	2,53
3-N	34,01	0,208	200	1,083	140	691,09	1,32
4-N	20,52	0,162	160	1,021	140	1819,22	1,36
5-N	10,56	0,116	110	1,111	140	20348,87	4,45

Tabla 10-14 | Diámetro de la cañería de los terrenos hacia el norte y pérdidas de carga.
 Fuente: Elaboración Propia.

Para obtener las pérdidas menores, también denominadas pérdidas localizadas, que surgen debido al incremento de la turbulencia en cambios de dirección, codos, accesorios, etc., se utiliza la siguiente ecuación.

$$h_L = K * \left(\frac{v^2}{2 * g} \right)$$

Donde:

K: Coeficiente de pérdidas menores

v: Velocidad (m/s)

g: Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

Con el propósito de facilitar la comprensión, se han elaborado esquemas que representan las posibles pérdidas tanto en la cañería de succión como en la de impulsión. A continuación, se presentan dichos esquemas.

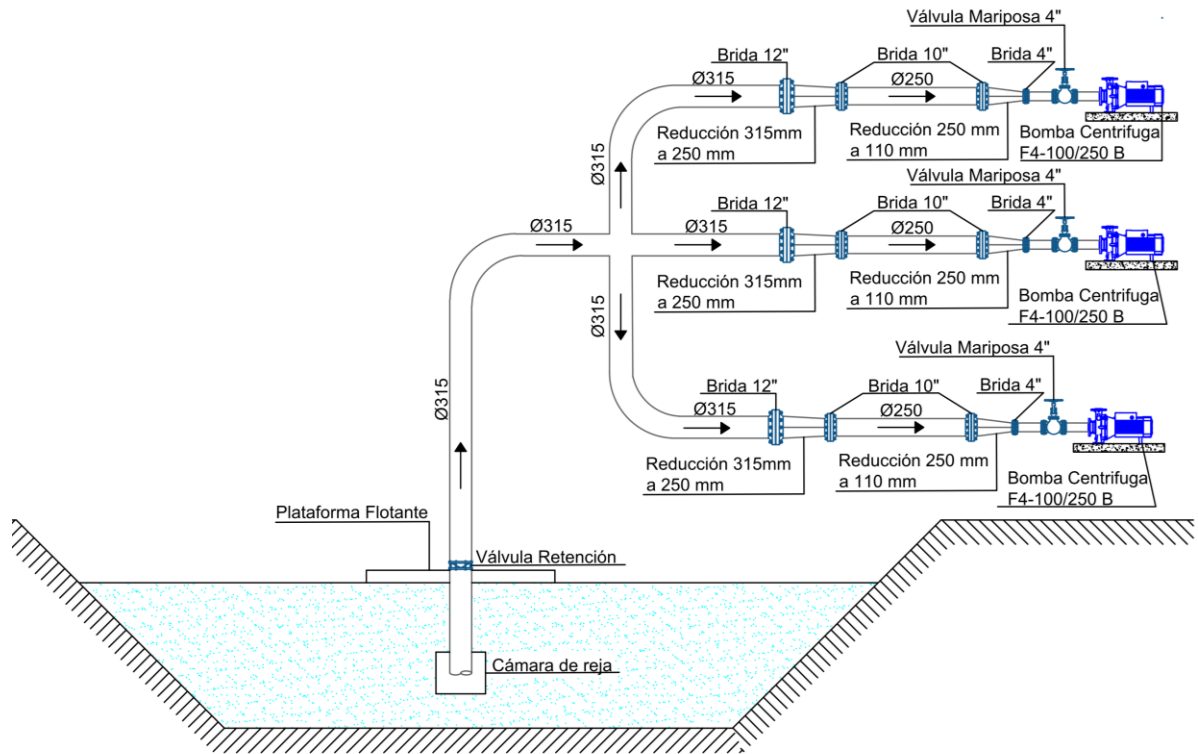


Figura 10.57 | Esquema de Pérdidas por accesorios en cañerías de Succión LRI (s/escala).

Fuente: Elaboración propia.

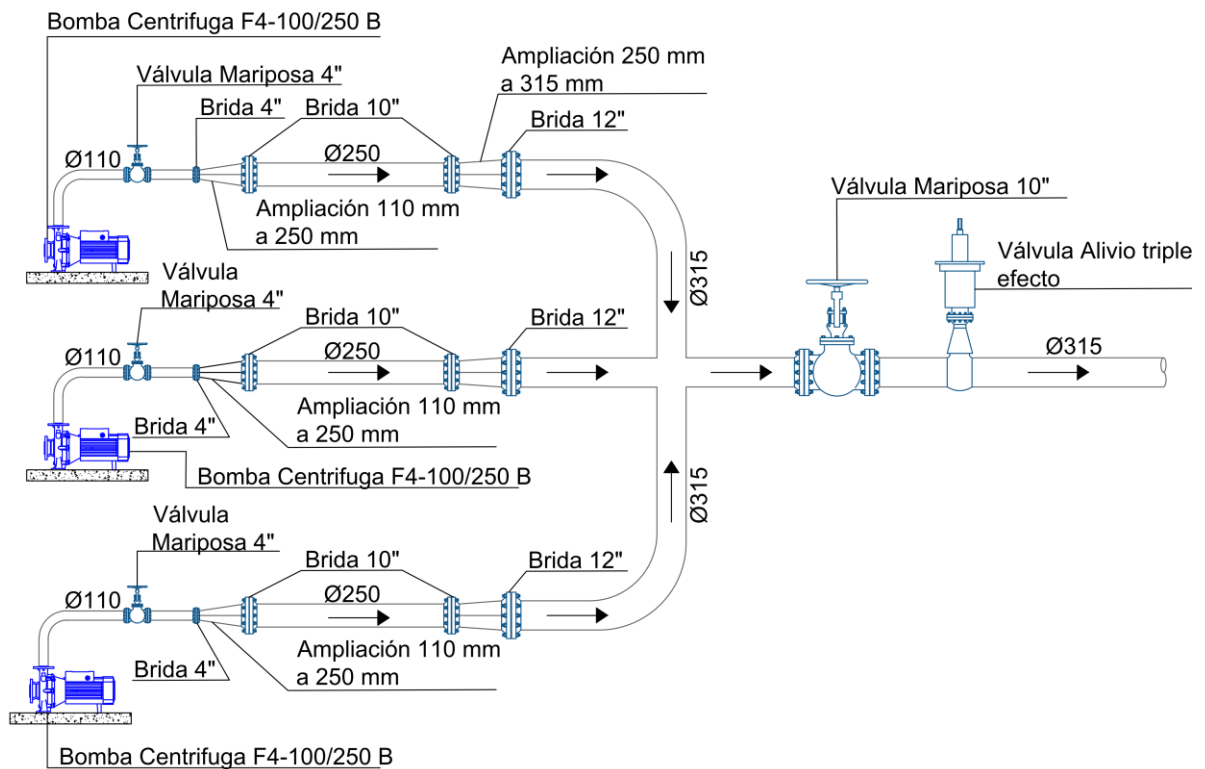


Figura 10.58 | Esquema de Pérdidas por accesorios en cañerías de Impulsión LRI.

Fuente: Elaboración propia.

La determinación de los valores de K se lleva a cabo consultando tablas específicas. En esta situación, se observan las siguientes pérdidas por accesorios en la tubería de succión.

Cantidad	Accesorios Tubería de Succión	K (de tablas)
1	Válvula de Retención	2,5
2	Curva 90 ° 315 mm	1,8
1	Te 315 mm	1,8
2	Válvula Mariposa 4"	0,48
2	Reducción de 315 mm a 250 mm	0,5
2	Reducción de 250 mm a 125 mm	0,5
Total, Pérdidas		7,58

Tabla 10-15: Valor de K de los accesorios de cañería de succión (LRI)

Fuente: Elaboración Propia

Las pérdidas por accesorios en la cañería de impulsión serán las siguientes, dichas pérdidas fueron tomadas hasta el nodo 1N.

Cantidad	Accesorios Cañería de Impulsión	K (de Tablas)
2	Válvula Mariposa 4"	0,48
2	Ampliación 110 mm a 250 mm	0,6
2	Ampliación 250 mm a 315 mm	0,6
1	Válvula Mariposa 10"	0,24
1	Válvula de alivio triple efecto	2,5
2	Curva 90° 110 mm	1,8
1	Curva 90° 315 mm	0,9
2	Te 315 mm	3
1	Curva 45° 315 mm	0,4
1	Curva 22°30' 315 mm	0,4
1	Válvula de cierre	2
Total, pérdidas		12,92

Tabla 10-16 | Pérdidas por accesorios.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se adjunta la siguiente tabla con el cálculo de las pérdidas totales.

Identificación de Nodo	Total, Caudal (lt/s)	Diámetro comercial (mm)	Velocidad (m/s)	Hf (m)	K	Hl (m)	Total, Pérdidas (m)
1-N	68,02	315	0,873	1,97	20,50	0,796	2,764
2-N	58,64	250	1,195	2,53	3,30	0,240	2,771
3-N	34,01	200	1,083	1,32	2,90	0,173	1,492
4-N	20,52	160	1,021	1,36	2,90	0,154	1,516
5-N	10,56	110	1,111	4,45	2,90	0,182	4,629

Tabla 10-17 | Pérdidas totales

Fuente: Elaboración propia.



Figura 10.59 | Plano de cañerías, de terrenos al norte
 Fuente: Elaboración propia.

10.10 Cálculo de la cañería entre reservorio 2 y 3

A continuación, se procede al cálculo del diámetro de la cañería desde la laguna de reservorio 1 hacia la laguna de reservorio 2, cuyo caudal a transportar es de 7564,48 m³/día.

Identificación de Nodo	Caudal (m ³ /día)	Caudal (lt/s)	Longitud	Cota terreno (m)
1-L	7564,48	87,55	825	11,5
2-L				

Tabla 10-18 | Identificación de los parámetros, cañería LR11 a LR11
 Fuente: Elaboración propia.

Para la determinación del diámetro, se sigue el mismo procedimiento que en el caso de los terrenos al norte, utilizando la ecuación de continuidad.

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

El cálculo de las pérdidas de carga se lleva a cabo de manera análoga a lo expuesto anteriormente, utilizando la ecuación de Hazen-Williams.

$$K = \frac{10,67 * L}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

Identificación de Nodo	Caudal (lt/s)	Diámetro (m)	Diámetro comercial (mm)	Velocidad (m/s)	C (PVC)	K	Hf (m)
1-L	87,55	0,334	355	0,88	140	144,67	1,59
2-L							

Tabla 10-19 | Diámetro de la cañería de reservorio 2 hacia 3 y pérdida de cargas.
 Fuente: Elaboración Propia

Para el cálculo de las pérdidas por accesorios, se han creado gráficos al igual que en el caso anterior, que facilitan la comprensión de dichas pérdidas.

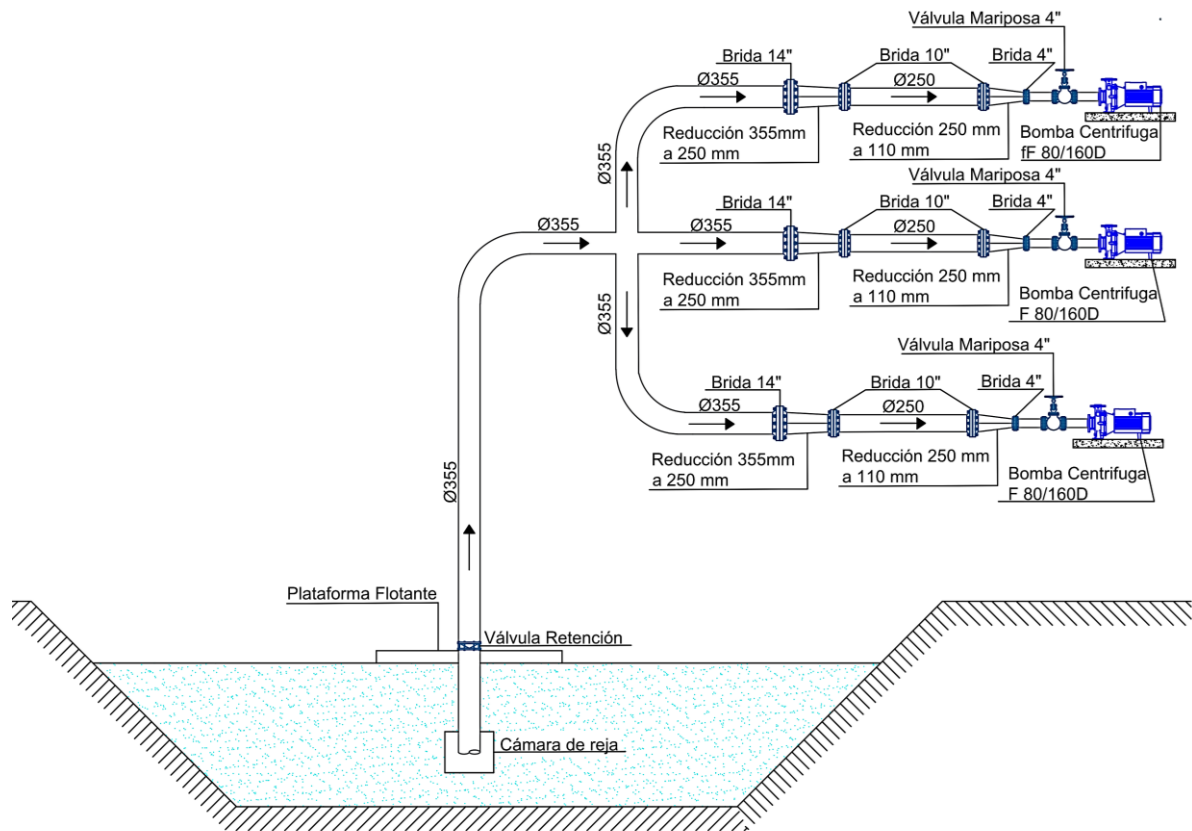


Figura 10.60 | Esquema de Pérdidas por accesorios en cañerías de Succión LR II.

Fuente: Elaboración propia.

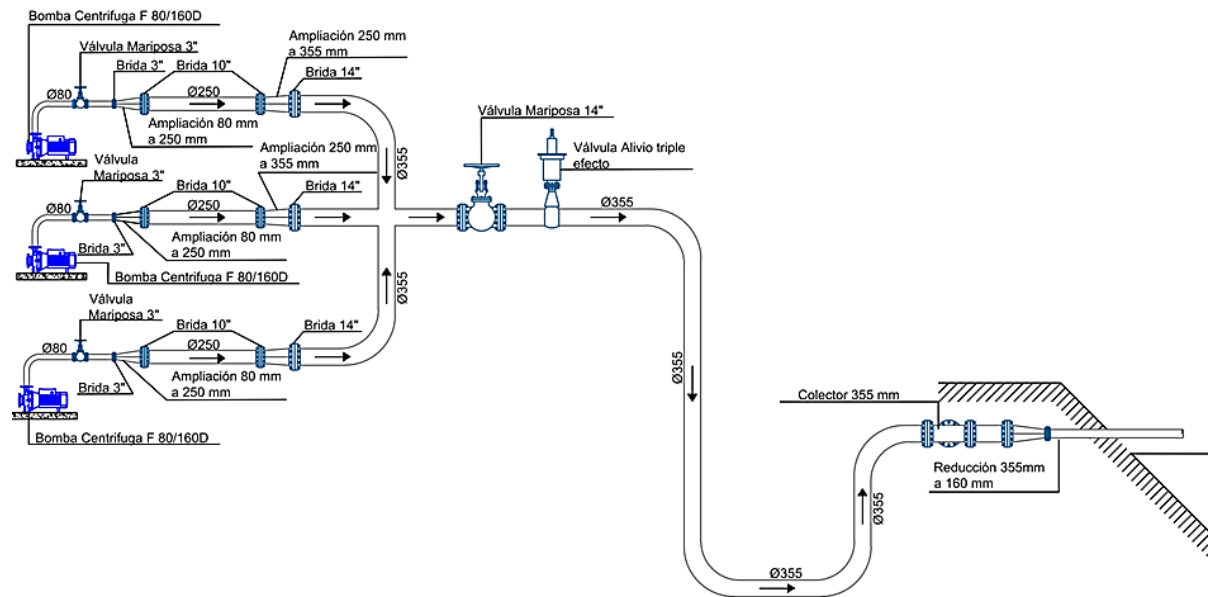


Figura 10.61 | Esquema de Pérdidas por accesorios en cañerías de Impulsión LR II.

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de K se encuentran tabulados en tablas. A continuación, se presentan dichos valores para los diferentes accesorios, tanto para la cañería de succión como para la de impulsión.

Cantidad	Accesorios Cañería de Succión	K (de tablas)
1	Válvula de Retención	2,5
2	Curva 90° 355 mm	1,8
1	Te 355 mm	1,8
1	Válvula Mariposa 4"	0,24
1	Reducción de 355 mm a 250 mm	0,25
1	Reducción de 250 mm a 110 mm	0,25
Total, Pérdidas		6,84

Tabla 10-20: Valor de K de los accesorios de tubería de succión (LRII)

Fuente: Elaboración Propia

Cantidad	Accesorios Cañería de Impulsión	K (de Tablas)
1	válvula Mariposa 3"	0,24
1	Ampliación 80 mm a 250 mm	0,3
1	Ampliación 250 mm a 355 mm	0,3
2	válvula Mariposa 14"	0,24
1	válvula de alivio triple efecto	2,5
1	Curva 90° 80 mm	0,9
2	Curva 90° 355 mm	1,8
2	Te 355 mm	0,1
4	Curva 90° 355 mm	1,6
1	Reducción 355 mm a 160 mm	0,25
Total, Pérdidas		8,23

Tabla 10-21: Valor de K de los accesorios de tubería de Impulsión (LRII)

Fuente: Elaboración Propia

Identificación de Nodo	Caudal (lt/s)	Diámetro comercial (mm)	Velocidad (m/s)	Hf (m)	K	Hl (m)	Total, Pérdidas (m)
1-L	87,55	355	0,88	1,59	15,07	0,601	2,19
2-L							

Tabla 10-22: |Pérdidas totales (LRII)

Fuente: Elaboración propia.

El cálculo del colector se lleva a cabo teniendo en cuenta las secciones de la cañería. Se parte de un diámetro de 355 mm, y dado que dicho caudal se reparte en cinco salidas, se tiene:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow A = \frac{\pi * (315 \text{ mm})^2}{4} \Rightarrow A = 77931,13 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{77931,13 \text{ mm}^2}{5} \Rightarrow A = 15.586,22 \text{ mm}^2$$

Con estos valores, se procede al cálculo del diámetro de cada una de las salidas del colector.

$$15.586,22 = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = 140 \text{ mm}$$

Entrando a folletos técnicos, se adopta un diámetro comercial de 160 mm para cada uno de los caños de salida.



Figura 10.62 | Plano de cañerías entre reservorio 2 y Reservorio 3
 Fuente: Elaboración propia.

10.11 Cálculo De La Cañería Escuela Agrotecnica.

La tubería destinada a suministrar agua al terreno de la escuela agrotécnica, situado al norte de la laguna LR3, se dimensiona utilizando el mismo método que se venía empleando. Como se explicó previamente, los tramos de cañerías se dividen en dos ramales principales que parten de un colector conectado a la bomba. El primer ramal lleva el efluente hacia los rodales en la parte frontal del terreno, mientras que el segundo ramal se bifurca en dos: uno dirige el efluente hacia los rodales intermedios y el otro lleva el efluente a los rodales del fondo del terreno.

Con base en la necesidad de 1000 m³/10 Ha de efluente, dato obtenido del “informe del proyecto forestal remediativo de los efluentes tratados para riego de plantaciones productivas del Frigorífico Fadel” y considerando que se cuenta con 24,50 Ha para reforestar, se ha

calculado un caudal de 2500 m³/día, equivalente a 28,36 litros por segundo. La longitud total de la tubería es de aproximadamente 1600 metros.

Tramo	Superficie (Ha)	Caudal Nodal (m ³ /día)	Caudal nodal(lt/s)	Longitud (m)	Cota Terreno (m)
1A-2A	2,7	270,00	3,13	405	25,00
2A-3A	4	400,00	4,63	130	27,70
4A-5A		0,00	0,00	140	13,50
5A-6A	4	400,00	4,63	105	16,20
6A-7A	4,5	450,00	5,21	125	15,30
5A-8A		0,00	0,00	415	7,70
8A-9A	4,7	470,00	5,44	106	7,30
9A-10A	4,6	460,00	5,32	125	7,50

Tabla 10-23 | Identificación de los parámetros, cañería escuela agro-técnica.
 Fuente: Elaboración propia.

Para la determinación del diámetro, como se mencionó anteriormente, se sigue el mismo procedimiento que se utilizó en el cálculo de los diámetros de las cañerías anteriores, empleando la ecuación de continuidad.

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

El cálculo de las pérdidas de carga se lleva a cabo de manera análoga a lo expuesto anteriormente, utilizando la ecuación de Hazen-Williams.

$$K = \frac{10,67 * L}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

Tramo	Total, caudal Tramo (lt/s)	Diámetro (m)	Diámetro Comercial (mm)	Velocidad (m/s)	C (PVC)	K	Hf (m)
1A-2A	7,75	0,099	110	0,816	140	21350,49	2,64
2A-3A	4,63	0,077	75	1,048	140	44251,73	2,10
4A-5A	20,60	0,162	160	1,025	140	1190,14	0,90
5A-6A	9,84	0,112	110	1,035	140	5535,31	1,06
6A-7A	5,21	0,081	90	0,819	140	17509,93	1,03
5A-8A	10,76	0,117	110	1,133	140	21877,67	4,96
8A-9A	10,76	0,117	110	1,133	140	5588,03	1,27
9A-10A	5,32	0,082	90	0,837	140	17509,93	1,08

Tabla 10-24 | Diámetro de la cañería del terreno de la escuela agrotecnica y sus pérdidas de carga
 Fuente: Elaboración Propia.

Como en los casos anteriores, se han generado gráficos con el fin de representar las pérdidas de carga en los accesorios.

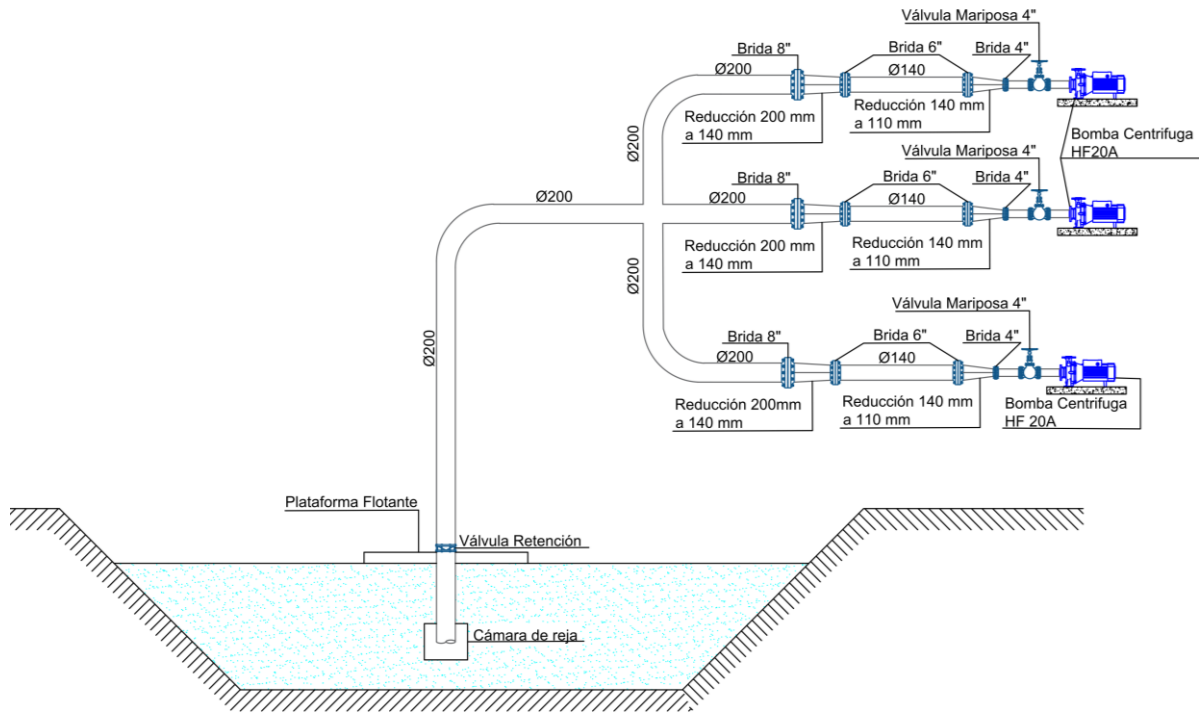


Figura 10.63|Esquema de Pérdidas por accesorios en cañerías de Succión LR II.

Fuente: Elaboración propia.

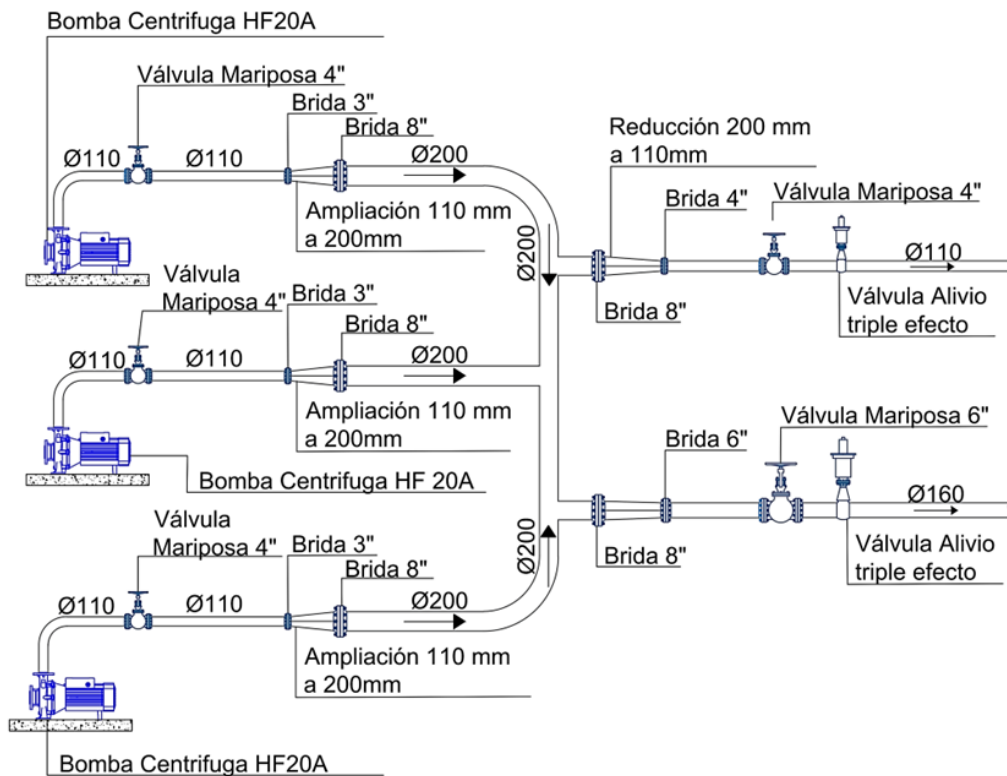


Figura 10.64|Esquema de Pérdidas por accesorios en cañerías de Succión LR II.

Fuente: Elaboración propia.

La determinación de los valores de K se lleva a cabo consultando tablas específicas. En esta situación, se observan los siguientes accesorios en la tubería de succión e impulsión.

Cantidad	Accesorios Cañería de Succión	K (de tablas)
1	Válvula de Retención	2,5
2	Curva 90 ° 200 mm	1,8
1	Te 200 mm	1,8
1	Válvula Mariposa 4"	0,24
1	Reducción de 200 mm a 140 mm	0,25
1	Reducción de 140 mm a 110 mm	0,25
Total, Perdidas		6,84

Tabla 10-25 | Valor de K de los accesorios de cañería de Succión (LRIII)
 Fuente: Elaboración Propia

Cantidad	Accesorios Cañería de Impulsión	K (de Tablas)
2	Válvula Mariposa 4"	0,48
1	Ampliación 110 mm a 200 mm	0,3
1	Curva 90 ° 200 mm	0,9
1	Curva 90° 110 mm	0,9
1	Válvula de alivio triple efecto	2,5
1	Reducción 200 mm a 110 mm	0,25
2	Curvas de 22°30°	1,8
Total, Perdidas		7,13

Tabla 10-26 | Pérdidas cañería de Impulsión (LRIII)
 Fuente: Elaboración Propia.

Una vez determinados los valores de K, se calcula las pérdidas por accesorios mediante la siguiente ecuación.

$$h_L = K * \left(\frac{v^2}{2 * g} \right)$$

Tramo	Total, caudal Tramo (lt/s)	Diámetro Comercial (mm)	Velocidad (m/s)	Hf (m)	K	Hl(m)	Pérdidas totales (m)
1A-2A	280,00	110	0,816	2,64	13,97	0,47	3,11
2A-3A	140,00	75	1,048	2,10	1,80	0,10	2,20
4A-5A	560,00	160	1,025	0,90	0,90	0,05	0,95
5A-6A	280,00	110	1,035	1,06	0,25	0,01	1,08
6A-7A	140,00	90	0,819	1,03	0,25	0,01	1,04
5A-8A	280,00	110	1,133	4,96	1,80	0,12	5,07
8A-9A	280,00	110	1,133	1,27	0,90	0,06	1,32
9A-10A	140,00	90	0,837	1,08	0,25	0,01	1,09

Tabla 10-27 | Pérdidas totales terreno escuela agrotécnica.
 Fuente: Elaboración propia.



Figura 10.65 | Plano de cañerías terreno escuela agrotecnica

Fuente: Elaboración propia

10.12 Cálculo y selección de bombas de riego

Para seleccionar la bomba de riego adecuada, es necesario tener conocimiento de los siguientes datos:

- Caudal.
- Altura manométrica por vencer por la bomba o pérdida de presión del circuito.
- Valor de $NPSH_d$.

El caudal total a bombear es de $13,508 \text{ m}^3/\text{día}$. Se ha determinado que, para las lagunas de reservorio 1 y 2, se requieren en total 4.5 hectáreas para almacenar el efluente de las lagunas de tratamiento durante 8 días.

La laguna de reservorio 1 necesita una superficie de 2 hectáreas, y la laguna de reservorio 2 requiere una superficie de 2.5 hectáreas, ambas con una profundidad de 2.5 metros. Por lo tanto,

$$\text{Laguna de Reservorio 1(LRI): } \frac{2 \text{ Ha.}}{4,5 \text{ Ha.}} * 100\% \Rightarrow \boxed{\text{LRI} = 44,44 \%}$$

Se concluye que la laguna de reservorio 1 almacenará el 44% del efluente diario, mientras que la laguna de reservorio 2 almacenará el 56%. Estos datos son fundamentales para que se realice una selección adecuada de la bomba de riego.

Se plantea la instalación de tres bombas conectadas en paralelo, donde dos de ellas se encargarán de bombear el caudal total, y la tercera funcionará como respaldo en caso de avería o mantenimiento en alguna de las bombas principales. Aunque la tercera bomba está designada como respaldo, se operará de manera rotativa para prevenir la sedimentación y acumulación de residuos, así como para evitar problemas de corrosión, sellado y rodamientos, asegurando así la eficiencia continua del sistema durante el riego.

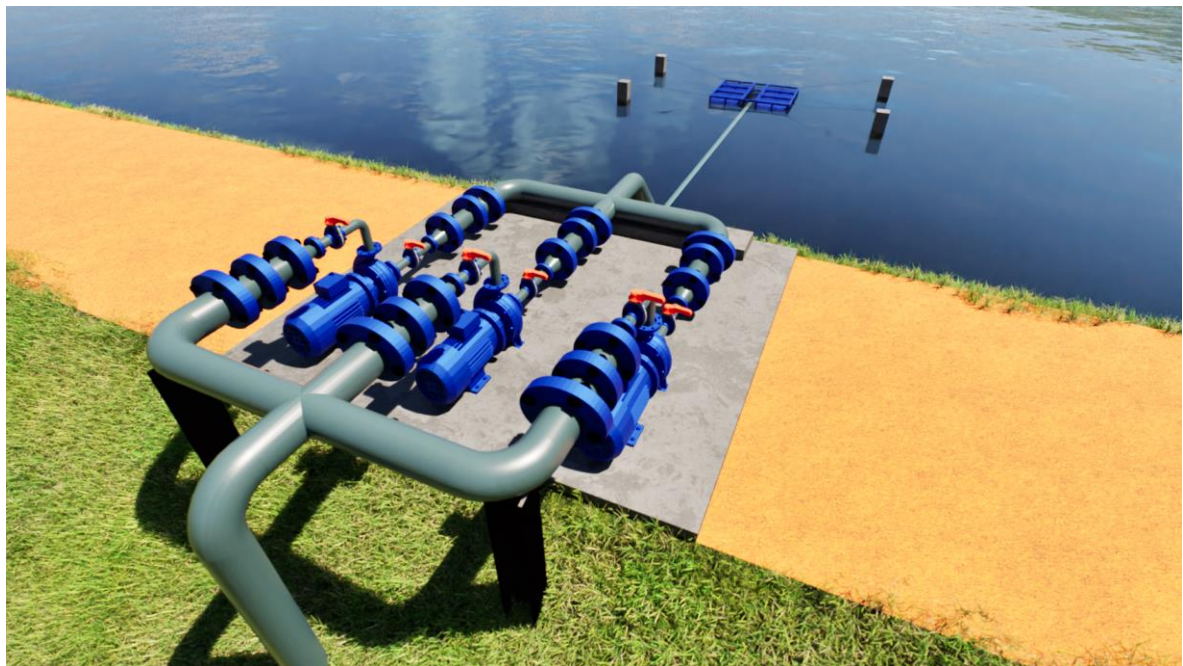


Figura 10.66|Representación esquemática de bombas.

Fuente: Elaboración propia

10.12.1 Cálculo Bomba Para Riego Forestal B1 (Terrenos Al Norte)

$$\text{Laguna de Reservorio 1(LRI): } 13.508 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 0,44 \Rightarrow \boxed{\text{LRI} = 5943,52 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}$$

$$\text{LRI: } 5943,52 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 5943,52 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ hr}} * \frac{1 \text{ hr}}{60 \text{ min}} * \frac{1 \text{ min}}{60 \text{ seg}}$$

$$\Rightarrow \boxed{\text{LRI} = 0,069 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} = 0,069 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} = 248,40 \frac{\text{m}^3}{\text{hora}}}$$

La bomba destinada a la laguna de reservorio 1 (B1) se dejará preparada para la conexión de propietarios interesados en utilizar el efluente para riego forestal en terrenos

situados al norte y al oeste del sistema lagunar. Se trata de bombas centrífugas de eje horizontal diseñadas para proporcionar la presión necesaria en una red de suministro.

La selección del tipo de bomba se realiza consultando folletos técnicos que facilitan la obtención de información al ingresar el valor del caudal en m³/hora. En el caso específico de la laguna de reservorio 1, con un caudal de 248.40 m³/hora, se prevé que dicho flujo será bombeado por dos bombas, asignándole a cada una la tarea de bombear la mitad del caudal mencionado anteriormente (124.20 m³/hora).

De acuerdo con el folleto comercial de la marca "PEDROLLO", se determina que la bomba más adecuada sería de la serie FA-100/250B, con una potencia de 10 Hp y una altura manométrica de 15.50 metros.

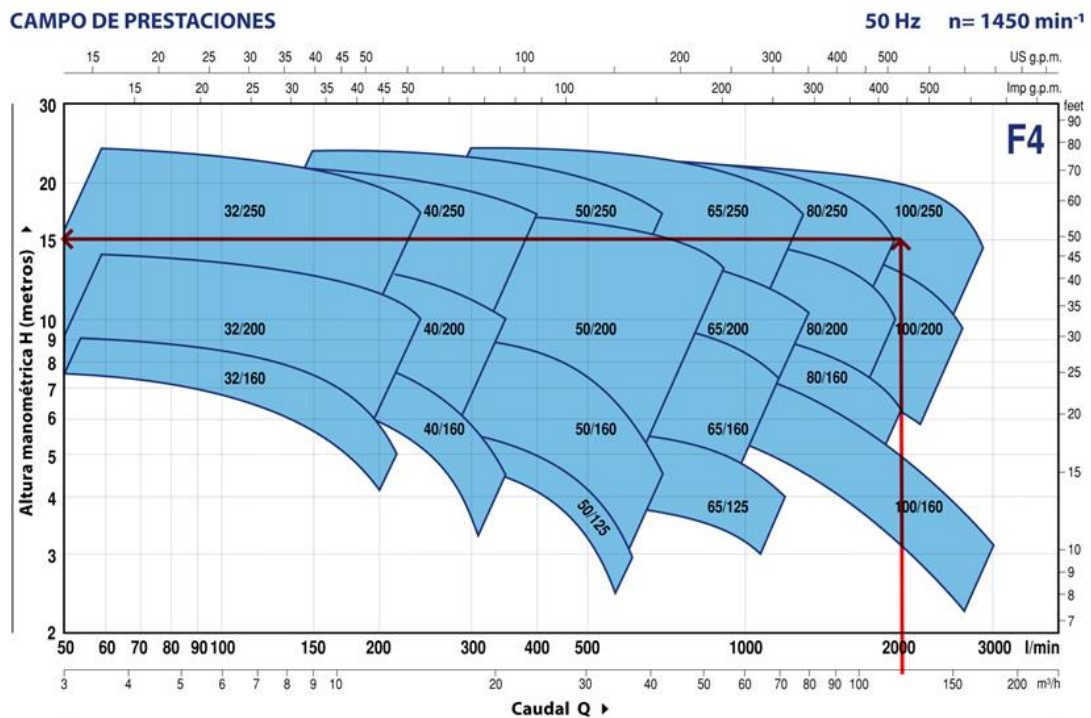


Figura 10.67|Campo de prestaciones de bombas. LRI

Fuente: Pedrollo.

DATOS DE PRESTACIONES

50 Hz n= 1450 min⁻¹

MODELO	POTENCIA (P ₂)			PRESTACIONES	
	kW	HP	▲	Q l/min	H metros
F4-32/160B	0.37	0.5	IE2	50 – 200	7.5 – 4.5
F4-32/160A	0.37	0.5		50 – 225	9 – 5
F4-32/200B	0.75	1	IE3	50 – 250	12.5 – 9
F4-32/200A	1.1	1.5		50 – 250	14 – 10.5
F4-32/200BH	0.75	1	IE3	50 – 150	11.3 – 9.2
F4-32/200AH	0.75	1		50 – 160	13.8 – 11
F4-32/250C	1.1	1.5	IE3	50 – 220	18.4 – 15
F4-32/250B	1.5	2		50 – 250	21.7 – 17.4
F4-32/250A	2.2	3	IE2	50 – 270	23.8 – 18.7
F4-40/160B	0.37	0.5		50 – 320	7.5 – 3.5
F4-40/160A	0.55	0.75	IE3	50 – 350	9 – 4.5
F4-40/200B	0.75	1		50 – 350	11.5 – 7
F4-40/200A	1.1	1.5	IE3	50 – 350	13.8 – 10
F4-40/250C	1.1	1.5		50 – 400	15.5 – 10
F4-40/250B	1.5	2	IE3	50 – 400	17.5 – 12
F4-40/250A	2.2	3		50 – 400	22 – 17
F4-50/125B	0.55	0.75	IE2	150 – 600	5 – 2
F4-50/125A	0.55	0.75		150 – 600	6 – 3
F4-50/160B	0.75	1	IE3	150 – 650	8 – 3.8
F4-50/160A	1.1	1.5		150 – 700	9.3 – 4.5
F4-50/200C	1.5	2	IE3	200 – 850	11 – 7.5
F4-50/200B	2.2	3		200 – 850	13 – 9.5
F4-50/200A	2.2	3	IE3	200 – 900	15 – 11.2
F4-50/200AR	3	4		200 – 900	17 – 13.2
F4-50/250D	1.1	1.5	IE3	150 – 650	12.5 – 5
F4-50/250C	1.5	2		150 – 700	14 – 5
F4-50/250B	2.2	3	IE3	150 – 700	18 – 10.5
F4-50/250A	2.2	3		150 – 700	20 – 13
F4-50/250AR	3	4	IE3	150 – 700	23.5 – 17

MODELO	POTENCIA (P ₂)			PRESTACIONES	
	kW	HP	▲	Q l/min	H metros
F4-65/125B	0.75	1	IE3	300 – 1100	4.7 – 3
F4-65/125A	1.1	1.5		300 – 1200	5.7 – 4
F4-65/160C	1.1	1.5	IE3	300 – 1100	7.5 – 5.5
F4-65/160B	1.5	2		300 – 1200	9.1 – 5.7
F4-65/160A	2.2	3	IE3	300 – 1200	10.1 – 7
F4-65/200A	2.2	3		300 – 1250	12 – 8.5
F4-65/200AR	3	4	IE3	300 – 1300	14 – 10
F4-65/250B	4	5.5		200 – 1250	21.8 – 15.5
F4-65/250A	5.5	7.5	IE3	200 – 1300	23.5 – 17
F4-80/160D	1.5	2		300 – 2000	6.3 – 2.5
F4-80/160C	2.2	3	IE3	300 – 2000	7.5 – 3.8
F4-80/160B	2.2	3		300 – 2000	8.8 – 5
F4-80/160A	3	4	IE3	300 – 2000	10 – 6.2
F4-80/200B	4	5.5		300 – 1800	14 – 9
F4-80/200A	5.5	7.5	IE3	300 – 1900	15.5 – 10.5
F4-80/250B	5.5	7.5		300 – 1800	19.5 – 13.5
F4-80/250A	7.5	10	IE3	300 – 1950	22 – 15
F4-100/160B	2.2	3		400 – 2600	8.3 – 3.5
F4-100/160A	3	4	IE3	400 – 2800	10 – 4.7
F4-100/200C	4	5.5		400 – 2300	12.7 – 7
F4-100/200B	5.5	7.5	IE3	400 – 2400	14.2 – 8.5
F4-100/200A	5.5	7.5		400 – 2600	15.8 – 9.5
F4-100/250B	7.5	10	IE3	400 – 2600	18.5 – 11.5
F4-100/250A	9.2	12.5		400 – 2900	22 – 13.5

Q=Caudal

H=Altura manométrica total

Tolerancia de las curvas de prestación según EN ISO 9906 Grado 3B.

▲ Clase de rendimiento del motor trifásico (IEC 60034-30-1)

Figura 10.68 | Datos de prestaciones de bombas. LRI

Fuente: Pedrollo.

10.12.2 *Calculo altura manométrica de la bomba B1.*

La altura manométrica se calcula sumando la altura geométrica, que incluye la altura de succión y la de impulsión, junto con las pérdidas de carga ocasionadas por el rozamiento con la tubería, la rugosidad, la longitud, entre otros factores.

$$H_m = H_s + H_i + H_{f_s} + H_{f_i}$$

Donde:

H_s: Altura de la cañería de succión.

H_i: Altura de la cañería de impulsión.

H_{f_s}: Pérdida de carga producido en la succión.

H_{f_i}: Pérdida de carga producido en la impulsión.

En primer lugar, se procede al cálculo del coeficiente K de perdidas por longitud, mediante la ecuación de Hazen- Williams.

$$K = \frac{10,67 * L}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

Donde:

C: Coeficiente de Hazen- Williams (dicho coeficiente se extrae de tablas tabuladas, para el caso de tuberías de PVC $C = 140$)

D: Diámetro comercial (m^3/s)

Una vez determinada la misma se procede al cálculo de las pérdidas de carga, mediante la siguiente ecuación.

$$hf = K * Q^{1.852}$$

A continuación, se procede al cálculo de las perdidas por accesorios, mediante la siguiente ecuación:

$$h_L = K * \left(\frac{v^2}{2 * g} \right)$$

Estas pérdidas fueron calculadas anteriormente durante la determinación del diámetro de las cañerías, por lo que se toman los valores obtenidos en ese análisis.

En las tablas siguientes se pueden observar los valores de las pérdidas tanto para la cañería de succión como para la de impulsión.

Pérdidas en Cañería de Succión									
Longitud (m)	Diámetro Comercial (mm)	Caudal (lt/s)	C (PVC)	K (pérdidas de longitud)	Velocidad (m/s)	Hf (m)	K (pérdidas de accesorios)	HI (m)	Total, Pérdidas (m)
30	315	68,02	140	9,42	0,87	0,065	7,58	0,29	0,36

Tabla 10-28 | Pérdidas para tubería de succión (LRI)

Fuente: Elaboración Propia

Pérdidas Cañería de Impulsión									
Longitud (m)	Diámetro Comercial (mm)	Caudal (lt/s)	C (PVC)	K (pérdidas de longitud)	Velocidad (m/s)	Hf (m)	K (pérdidas de accesorios)	HI (m)	Total, Pérdidas (m)
910	315	68,02	140	285,63	0,87	1,97	10,92	0,42	2,39

Tabla 10-29 | Pérdidas para tubería de Impulsión (LRI)

Fuente: Elaboración Propia

Una vez que se han evaluado las pérdidas tanto en la tubería de succión como en la de impulsión, se procede a realizar el cálculo de la altura manométrica.

$$H_m = H_s + H_i + H_{f_s} + H_{f_i}$$

La altura de succión se la considera de 2,65 m y la altura de impulsión será de 8,50 m, por lo tanto, la altura manométrica será:

$$H_m = 2,65 \text{ m} + 8,50 \text{ m} + 0,33 \text{ m} + 2,42 \text{ m} \Rightarrow \boxed{H_m = 13,90 \text{ m}}$$

Como se evidencia en el folleto técnico, la bomba en cuestión tiene la capacidad de superar una altura de 15.50 metros, mientras que la altura manométrica calculada se sitúa en 13,90 metros. Por lo tanto, se llega a la conclusión de que la bomba seleccionada es adecuada para el bombeo del caudal requerido.

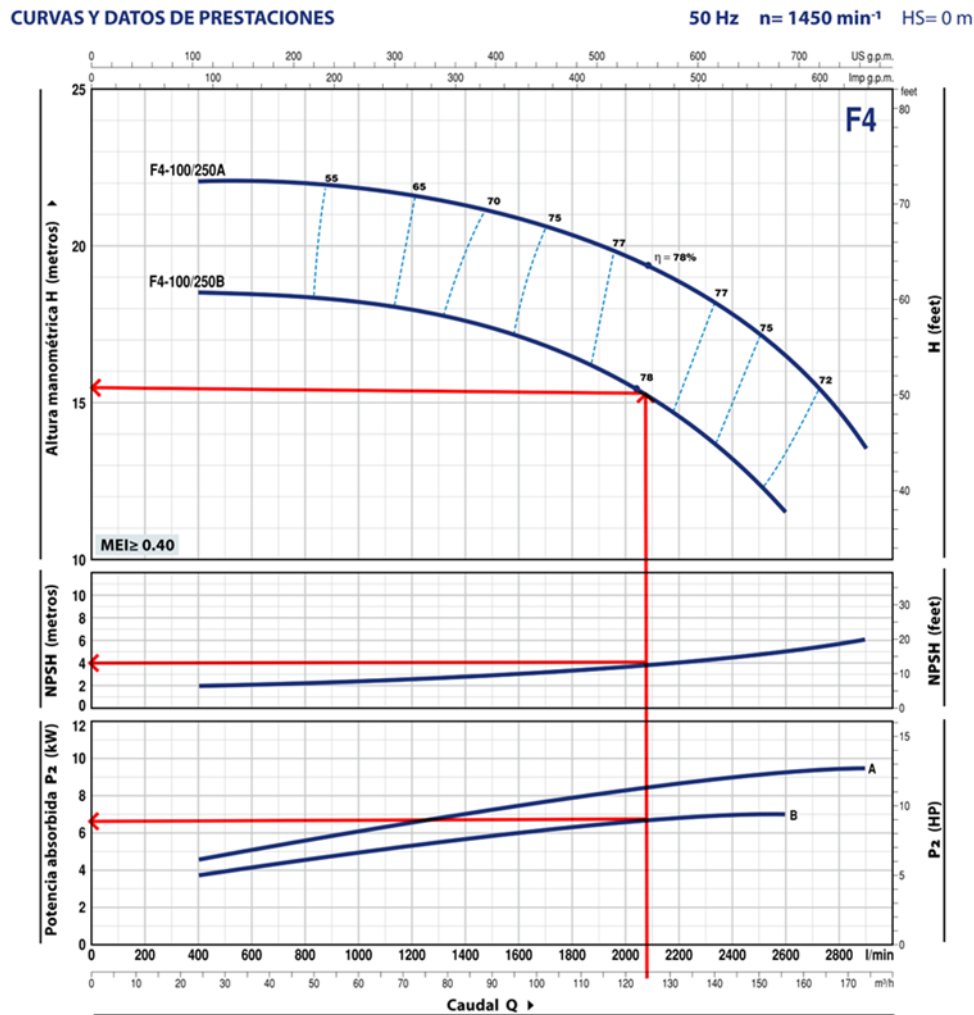


Figura 10.69| Curva y datos de prestaciones (LRI)

Fuente: Pedrollo.

10.12.3 Cálculo de NPSH

Cuando la bomba opera con una aspiración excesiva, la presión en la entrada puede disminuir hasta igualar la tensión de vapor del agua. Esto podría generar la formación de burbujas de vapor que, al recuperarse la presión, explotarían violentamente, causando daños graves en los componentes de la bomba.

Para que una bomba funcione sin cavitación, se debe cumplir con la siguiente relación, a la que se le añade un margen de seguridad de 0.50 metros.

$$NPSH_{disp} \geq NPSH_{rer} + 0,5$$

$NPSH_{disp}$: Este valor depende de las características de la instalación y equivale a la reserva total de presión por encima de la tensión de vapor del fluido y que se encuentra disponible en la zona de la brida de aspiración de la bomba. Debemos de calcularlo. Este valor resume en un sólo concepto todas las características de la instalación que influyen en la altura de aspiración de una bomba.

$$NPSH_{disp} = 10^5 * \frac{(p_1 - p_v)}{\rho * g} - H_a - h_a$$

Donde:

p_1 : Es la presión sobre el líquido en el depósito de succión. Si el agua que se bombea se almacena al aire libre, p_1 será la presión atmosférica (1 atm).

p_v : Es la presión de vapor de líquido.

H_a : Altura de succión en metros (2,65 m).

h_a : Pérdida de carga que se produce en el tramo de succión (0,38).

La obtención de la presión del líquido se realiza mediante la consulta de tablas que establecen su relación con la temperatura. En este escenario, se ha considerado la temperatura máxima registrada en la ciudad de Colón, la cual es de 32°C. A pesar de la anticipación de que la temperatura del efluente será ligeramente inferior, se ha optado por utilizar la temperatura ambiente para fines de cálculo.

Temperatura (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	80	100
Tensión de vapor (mca)	0,06	0,08	0,12	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,83	10,33
Densidad (kg/m³)	999,9	1.000	999,7	998,2	995,7	992,2	988,1	983,2	971,8	958,4

Figura 10.70 | Valores de tensión de vapor y densidad según la temperatura

Fuente: iagua

Pasando 0,43 mca a atmosfera se obtiene:

$$0,43 \text{ mca} * 1\text{atm} * \frac{1}{10,20 \text{ mca}} = 0,042 \text{ atm}$$

$$NPSH_{disp} = 10^5 * \frac{(1 \text{ atm} - 0,042 \text{ atm})}{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} - 2,65 \text{ m} - 0,38 \text{ m} \Rightarrow \boxed{NPSH_{disp} = 6,73 \text{ m}}$$

El valor de $NPSH_{req}$ depende exclusivamente de las características de la bomba y no de las particularidades de la instalación. Es una variable específica para cada bomba, siempre es positiva y varía en función del caudal y el número de revoluciones del motor. Estos valores,

así como las curvas asociadas, son proporcionados por el fabricante de la bomba. El valor de $NPSH_{req}$ proporciona información sobre la capacidad de aspiración de una bomba en un punto específico de su curva característica de funcionamiento: a menor valor de $NPSH_{req}$, mayor es su capacidad de aspiración. En este caso, el valor de $NPSH_{req}$ obtenido del folleto técnico es de 4 metros. Por lo tanto, se procede a realizar la verificación correspondiente.

$$NPSH_{disp} - 0,5 \geq NPSH_{rer} \Rightarrow \boxed{6,23 \text{ m} \geq 4\text{m} \Rightarrow \text{Verifica}}$$

Es decir, que la bomba seleccionada puede ser utilizada satisfactoriamente.

10.13 Cálculo y selección bomba de trasvase B2 desde LR II a LR III.

La bomba en cuestión es de alta capacidad y ha sido diseñada exclusivamente para transportar agua desde la laguna de reservorio 2 (LR II) hasta la laguna de reservorio 3 (LR III), las cuales se sitúan a una

$$\text{Laguna de Reservorio 2(LR II): } 13.508 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 0,56 \Rightarrow \boxed{\text{LR II} = 7564,48 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}$$

$$\text{LR II: } 7564,48 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 7564,48 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ hr}} * \frac{1 \text{ hr}}{60 \text{ min}} * \frac{1 \text{ min}}{60 \text{ seg}}$$

$$\Rightarrow \boxed{\text{LR II} = 0,088 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} = 316,80 \frac{\text{m}^3}{\text{hora}}}$$

De manera similar a los terrenos ubicados al norte, se implementarán dos bombas conectadas en paralelo para llevar a cabo el bombeo del caudal. Por ende, se procede a dividir dicho flujo en dos partes iguales, resultando en un caudal de 158.40 m^3/hora para cada una de las bombas. Al hacer referencia al mismo catálogo utilizado en el caso anterior y considerando el nuevo caudal de 158.40 m^3/h , se determina que la bomba seleccionada pertenecerá a la serie F80/160 D, caracterizada por una potencia de 15 Hp.

CAMPO DE PRESTACIONES

50 Hz n= 2900 min⁻¹

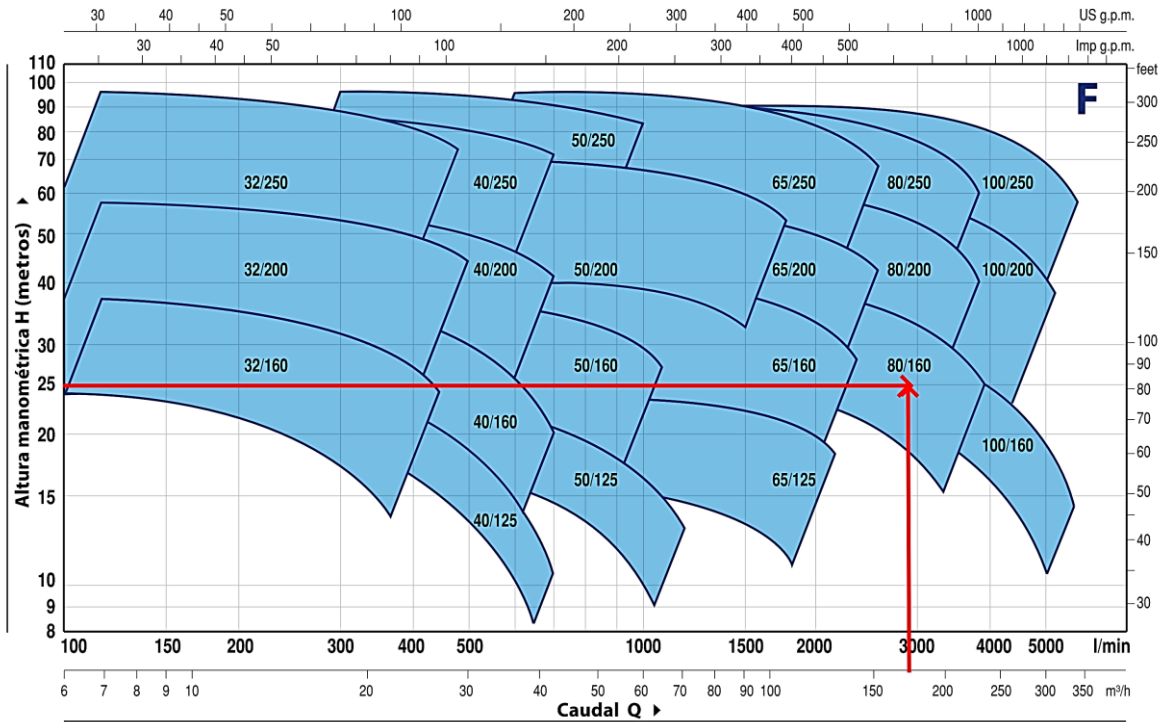


Figura 10.71 | Campo de prestaciones de bombas. LRII

Fuente: Pedrollo.

DATOS DE PRESTACIONES

50 Hz n= 2900 min⁻¹

MODELO	POTENCIA (P ₂)		▲	PRESTACIONES	
	kW	HP		Q l/min	H metros
F 32/160C	1.5	2	IE3	100 - 350	24 - 14
F 32/160B	2.2	3		100 - 400	30 - 17
F 32/160A	3	4		100 - 450	37 - 24
F 32/200C	4	5.5		100 - 450	44 - 31.5
F 32/200B	5.5	7.5		100 - 500	51 - 36
F 32/200A	7.5	10		100 - 500	57 - 44
F 32/200BH	3	4		100 - 300	45 - 37
F 32/200AH	4	5.5		100 - 320	55 - 44
F 32/250C	9.2	12.5		100 - 450	75 - 60
F 32/250B	11	15		100 - 500	87 - 70
F 32/250A	15	20	100 - 500	97 - 80	
F 40/125C	1.1	1.5	IE3	100 - 550	16 - 6
F 40/125B	1.5	2		100 - 600	20.5 - 9
F 40/125A	2.2	3		100 - 700	26 - 10
F 40/160C	2.2	3		100 - 600	27 - 14
F 40/160B	3	4		100 - 600	32 - 20
F 40/160A	4	5.5		100 - 700	38 - 20
F 40/200B	5.5	7.5		100 - 700	47 - 28
F 40/200A	7.5	10		100 - 700	55 - 41
F 40/250C	9.2	12.5		100 - 700	64 - 47
F 40/250B	11	15		100 - 700	71 - 55
F 40/250A	15	20	100 - 700	88 - 72	
F 50/125C	2.2	3	IE3	300 - 1200	17.5 - 6
F 50/125B	3	4		300 - 1200	20.7 - 9
F 50/125A	4	5.5		300 - 1200	23.5 - 13
F 50/160C	4	5.5		300 - 1000	27 - 16
F 50/160B	5.5	7.5		300 - 1100	32 - 21
F 50/160A	7.5	10		300 - 1100	37 - 27
F 50/200C	11	15		400 - 1700	44 - 30
F 50/200B	15	20		400 - 1700	52 - 38
F 50/200A	18.5	25		400 - 1800	61 - 45
F 50/200AR	22	30		400 - 1800	69 - 53
F 50/250D	9.2	12.5	IE3	300 - 900	51 - 32
F 50/250C	11	15		300 - 900	59 - 42
F 50/250B	15	20		300 - 1000	72 - 59
F 50/250A	18.5	25		300 - 1000	85 - 73
F 50/250AR	22	30		300 - 1000	95 - 83

MODELO	POTENCIA (P ₂)		▲	PRESTACIONES		
	kW	HP		Q l/min	H metros	
F 65/125C	4	5.5	IE3	600 - 1800	16 - 11	
F 65/125B	5.5	7.5		600 - 2000	18 - 13	
F 65/125A	7.5	10		600 - 2200	23 - 18	
F 65/160C	9.2	12.5		600 - 2200	32 - 22	
F 65/160B	11	15		600 - 2400	36.5 - 23	
F 65/160A	15	20		600 - 2400	40.5 - 28	
F 65/200B	15	20		200 - 2400	44 - 30.5	
F 65/200A	18.5	25		200 - 2500	50 - 36.5	
F 65/200AR	22	30		200 - 2600	57 - 42	
F 65/250C	30	40		400 - 2350	76 - 53	
F 65/250B	37	50	400 - 2500	87 - 62		
F 65/250A	45	60	400 - 2600	95 - 68		
F 80/160D	11	15	IE3	500 - 4000	25 - 10	
F 80/160C	15	20		500 - 4000	30 - 15	
F 80/160B	18.5	25		500 - 4000	35 - 20	
F 80/160A	22	30		500 - 4000	40 - 25	
F 80/200B	30	40		500 - 3650	56 - 34.5	
F 80/200A	37	50		500 - 3900	62 - 40	
F 80/250B	45	60		600 - 3600	77 - 54	
F 80/250A	55	75		600 - 3900	88.5 - 60	
F 100/160C	15	20		IE3	1000 - 5000	30 - 12
F 100/160B	18.5	25			1000 - 5200	34 - 14.5
F 100/160A	22	30	1000 - 5500		38 - 17.5	
F 100/200C	30	40	833 - 4650		51 - 28	
F 100/200B	37	50	833 - 4900		57 - 33	
F 100/200A	45	60	833 - 5250		63 - 38	
F 100/250B	55	75	800 - 5150	75 - 48		
F 100/250A	75	100	800 - 5750	89 - 58		

Q = Caudal

H = Altura manométrica total

Tolerancia de las curvas de prestación según EN ISO 9906 Grado 3B.

▲ Clase de rendimiento del motor trifásico (IEC 60034-30-1)

Figura 10.72 | Datos de prestaciones de bombas. LRII

Fuente: Pedrollo.

10.13.1 Cálculo de altura manométrica Bomba LR II

Se procede al cálculo de la altura manométrica, siguiendo el mismo proceso que en el caso de la bomba de la laguna de reservorio I.

$$H_m = H_s + H_i + H_{f_s} + H_{f_i}$$

Aplicando formula de Hazen-Williams, se procede al cálculo del coeficiente K, mediante la siguiente ecuación:

$$K = \frac{10,67 * L}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

Una vez determinado el coeficiente K, se procede al cálculo de las pérdidas de carga mediante la siguiente ecuación.

$$h_f = K * Q^{1.852}$$

Estas pérdidas ya fueron previamente calculadas durante la determinación del diámetro de las cañerías, por lo que se utilizan esos valores.

Al igual que las pérdidas de carga, las pérdidas por accesorios ya han sido calculadas previamente mediante la siguiente ecuación.

$$h_L = K * \left(\frac{v^2}{2 * g} \right)$$

A continuación, se presentan los valores de pérdidas tanto para la cañería de succión como para la de impulsión.

Pérdidas en Cañería de Succión									
Longitud (m)	Diámetro Comercial (mm)	Caudal (lt/s)	C (PVC)	K (pérdidas de longitud)	Velocidad (m/s)	Hf (m)	K (pérdidas de accesorios)	HI (m)	Total, Pérdidas (m)
30	355	87,55	140	5,26	0,88	0,058	6,84	0,27	0,33

Tabla 10-30: Pérdidas para tubería de succión (LR II)

Fuente: Elaboración Propia

Pérdidas Cañería de Impulsión									
Longitud (m)	Diámetro Comercial (mm)	Caudal (lt/s)	C (PVC)	K (pérdidas de longitud)	Velocidad (m/s)	Hf (m)	K (pérdidas de accesorios)	HI (m)	Total, Pérdidas (m)
825	355	87,55	140	144,67	0,88	1,59	8,23	0,33	1,92

Tabla 10-31: Pérdidas para tubería de Impulsión (LR II)

Fuente: Elaboración Propia

Una vez que se han evaluado las pérdidas tanto en la tubería de succión como en la de impulsión, se procede a realizar el cálculo de la altura manométrica.

$$H_m = H_s + H_i + H_{f_s} + H_{f_i}$$

La altura de succión se la considera de 2,65 m y la altura de impulsión será de 8,50 m, por lo tanto, la altura manométrica será:

$$H_m = 2,65 \text{ m} + 8,50 \text{ m} + 0,33 \text{ m} + 1,92 \text{ m} \Rightarrow \boxed{H_m = 13,40 \text{ m}}$$

Como se evidencia en el folleto técnico, la bomba en cuestión tiene la capacidad de superar una altura de 20 metros, mientras que la altura manométrica calculada se sitúa en 13,40 metros. Por lo tanto, se llega a la conclusión de que la bomba seleccionada es adecuada para el bombeo del caudal requerido.

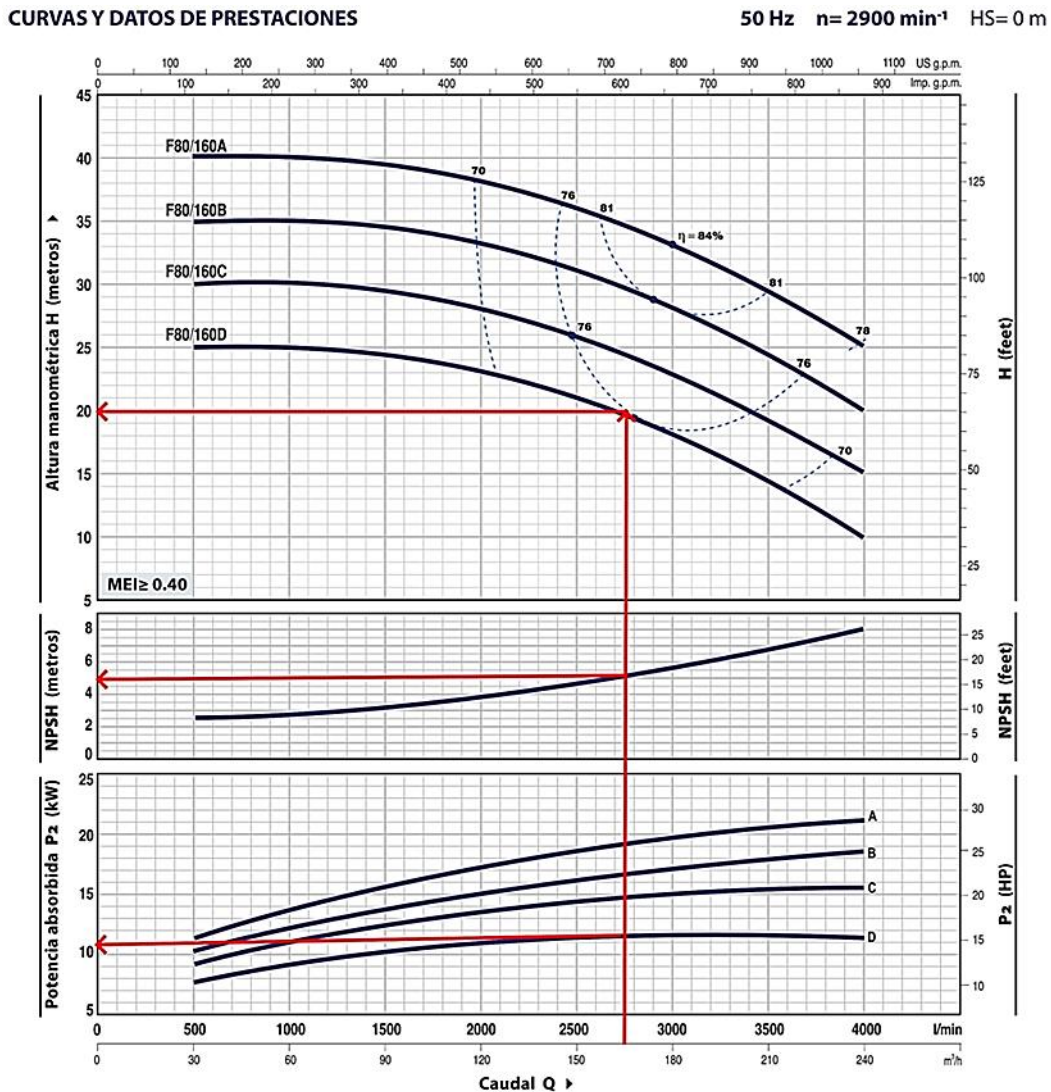


Figura 10.73| Curva y datos de prestaciones (LRII)

Fuente: Pedrollo.

10.13.2 Cálculo del NSPH

En el cálculo del NSPH, el proceso se lleva a cabo de manera similar al empleado para la laguna de reservorio I.

$$NPSH_{disp} \geq NPSH_{rer} + 0,5$$

$$NPSH_{disp} = 10^5 * \frac{(p_1 - p_v)}{\rho * g} - H_a - h_a$$

Donde:

p_1 : Es la presión sobre el líquido en el depósito de succión. Si el agua que se bombea se almacena al aire libre, p_1 será la presión atmosférica (1 atm).

p_v : Es la presión de vapor de líquido.

H_a : Altura de succión en metros (2,65 m).

h_a : Pérdida de carga que se produce en el tramo de succión (1,86).

La presión del líquido coincide con la obtenida para la laguna de reservorio 1 ($p_v = 0,042$ atm).

$$NPSH_{disp} = 10^5 * \frac{(1 \text{ atm} - 0,042 \text{ atm})}{1000 \frac{kg}{m^3} * 9,81 \frac{m}{s^2}} - 2,65 \text{ m} - 0,33 \text{ m} \Rightarrow \boxed{NPSH_{disp} = 6,78 \text{ m}}$$

$$NPSH_{disp} - 0,5 \geq NPSH_{rer} \Rightarrow 6,28 \text{ m} \geq 5 \text{ m} \Rightarrow \text{Verifica}$$

Es decir, que la bomba seleccionada puede ser utilizada satisfactoriamente.

10.14 Cálculo y selección de bomba para riego forestal B3 (escuela agrotécnica).

La bomba seleccionada será responsable de suministrar el efluente al terreno de la escuela agro-técnica, teniendo en cuenta una superficie de 24.5 hectáreas para el riego. Considerando la necesidad aproximada de 1000 m³ por cada 10 hectáreas, se estima que el efluente total a bombear por día será de 2500 m³.

En consonancia con los casos anteriores, se procederá a dividir el caudal en dos partes iguales (1250 m³/día), lo que requerirá el empleo de dos bombas para bombear el caudal total. Al consultar los folletos comerciales con los valores del caudal expresados en m³/hora (52,08 m³/h), se ha optado por la bomba HF20A, que posee una potencia de 5,5 HP.

CURVAS Y DATOS DE PRESTACIONES

50 Hz n= 2900 min⁻¹ HS= 0 m

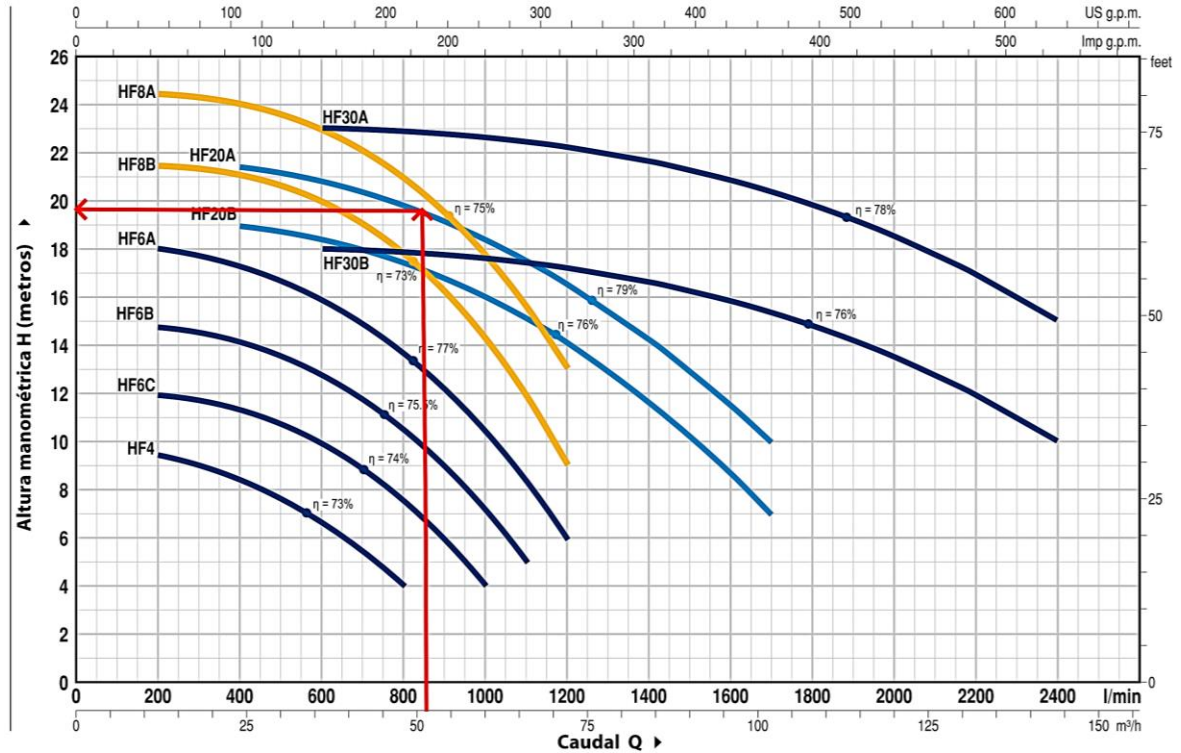


Figura 10.74|Campo de prestaciones de bombas (LRIII)

Fuente: Pedrollo.

MODELO		POTENCIA (P ₂)		Q	Q																	
Monofásica	Trifásica	kW	HP ▲		m ³ /h	0	12	18	24	30	36	42	48	54	60	66	72	87	102	114	129	144
				l/min	0	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1450	1700	1900	2150	2400	
HFm 4	HF 4	0.75	1	IE3 H metros	9.8	9.5	9.1	8.5	7.6	6.6	5.4	4										
HFm 6C	HF 6C	1.1	1.5		12	12	11.8	11.4	10.8	10	8.9	7.6	6	4								
HFm 6B	HF 6B	1.5	2		14.8	14.8	14.6	14.2	13.6	12.8	11.8	10.5	9	7.2	5							
HFm 6A	HF 6A	2.2	3		18.5	18.1	17.8	17.4	16.8	16	14.9	13.7	12.2	10.4	8.4	6						
-	HF 8B	3	4		21.5	21.5	21.4	21.1	20.7	20	19.1	17.8	16.2	14.3	11.9	9						
-	HF 8A	4	5.5		24.5	24.5	24.4	24.1	23.6	23	22.1	21	19.5	17.7	15.6	13						
-	HF 20B	3	4		19	-	-	19	18.8	18.4	18	17.5	16.8	16.1	15.2	14.2	11	7				
-	HF 20A	4	5.5		21.5	-	-	21.5	21.3	20.9	20.5	19.9	19.2	18.5	17.6	16.6	13.7	10				
-	HF 30B	5.5	7.5		18	-	-	-	-	18	17.9	17.9	17.8	17.6	17.4	17.2	16.4	15.3	14.2	12.3	10	
-	HF 30A	7.5	10		23	-	-	-	-	23	22.9	22.9	22.8	22.6	22.4	22.2	21.4	20.4	19.2	17.3	15	

Q=Caudal H=Altura manométrica total HS= Altura de aspiración

Tolerancia de las curvas de prestación según EN ISO 9906 Grado 3B.

▲ Clase de rendimiento del motor trifásico (IEC 60034-30-1)

Figura 10.75|Datos prestacionales bomba

Fuente: Pedrollo.

10.14.1 Cálculo de altura manométrica Bomba LRIII

Se realiza el cálculo de la altura manométrica utilizando el mismo procedimiento empleado en situaciones previas.

$$H_m = H_s + H_i + H_f_s + H_f_i$$

Aplicando formula de Hazen-Williams, se procede al cálculo del coeficiente K, mediante la siguiente ecuación:

$$K = \frac{10,67 * L}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

Una vez determinado el coeficiente K, se procede al cálculo de las pérdidas de carga mediante la siguiente ecuación.

$$hf = K * Q^{1.852}$$

Al igual que las pérdidas de carga, las pérdidas por accesorios ya han sido calculadas previamente mediante la siguiente ecuación.

$$h_L = K * \left(\frac{v^2}{2 * g} \right)$$

A continuación, se presentan los valores de pérdidas tanto para la cañería de succión como para la de impulsión.

Pérdidas en Cañería de Succión									
Longitud (m)	Diámetro Comercial (mm)	Caudal (lt/s)	C (PVC)	K (pérdidas de longitud)	Velocidad (m/s)	Hf (m)	K (pérdidas de accesorios)	HI (m)	Total, Pérdidas (m)
30	200	28,36	140	86,03	0,90	0,12	6,84	0,28	0,40

Tabla 10-32 | Pérdidas cañería de Succión (LRIII)

Fuente: Elaboración Propia.

Pérdidas Cañería de Impulsión									
Longitud (m)	Diámetro Comercial (mm)	Caudal (lt/s)	C (PVC)	K (pérdidas de longitud)	Velocidad (m/s)	Hf (m)	K (pérdidas de accesorios)	HI (m)	Total Pérdidas (m)
555	200	28,36	140	1591,52	0,90	2,17	7,13	0,30	2,46

Tabla 10-33 | Pérdidas cañería de Impulsión (LRIII)

Fuente: Elaboración Propia.

Una vez que se han evaluado las pérdidas tanto en la tubería de succión como en la de impulsión, se procede a realizar el cálculo de la altura manométrica.

$$H_m = H_s + H_i + H_{f_s} + H_{f_i}$$

La altura de succión se la considera de 2,65 m y la altura de impulsión será de 8,50 m, por lo tanto, la altura manométrica será:

$$H_m = 2,65 \text{ m} + 8,50 \text{ m} + 0,40 \text{ m} + 2,46 \text{ m} \Rightarrow \boxed{H_m = 14,01 \text{ m}}$$

Como se evidencia en el folleto técnico, la bomba en cuestión tiene la capacidad de superar una altura de 19,20 metros, mientras que la altura manométrica calculada se sitúa en 14,01 metros. Por lo tanto, se llega a la conclusión de que la bomba seleccionada es adecuada para el bombeo del caudal requerido.

10.14.2 Cálculo de bomba para riego forestal B4

Se proyecta la instalación de una cuarta bomba con el propósito de regar los terrenos circundantes y, al mismo tiempo, funcionar como sistema de trasvase hacia una nueva laguna de almacenamiento."

10.14.3 Resumen bombas

A continuación, se exhibe la tabla de resumen que describe las bombas utilizadas en las diversas lagunas de almacenamiento, junto con sus especificaciones principales.

	Tipo Bomba	Caudal (m ³ /hora)	Potencia (Hp)	Potencia (kW)	Altura Manométrica calculada(m)	Altura Manométrica folleto (m)	NPSHdisp. (m)	NPSHreq. (m)
Laguna Reservoirio I (LRI)	FA-100/250	124,2	10	7,5	13,90	15,5	6,73	4
Laguna Reservoirio II (LRII)	F80/160D	158,4	15	11	13,40	20	6,78	5
Laguna Reservoirio III (LRIII)	HF 20A	52,08	5,5	4	14,01	19,2		

Tabla 10-34 | Resumen Bombas

Fuente: Elaboración Propia.

10.15 Solarización de las bombas.

El bombeo solar es una aplicación especial de los generadores solares fotovoltaicos, donde se emplea la energía del sol para alimentar una bomba o grupo de bombeo de agua para riego de cultivos, ganadería, etc.

Ventajas del bombeo solar:

- Sin ruidos, humo, ni emisiones.
- Las épocas de mayor necesidad de agua coinciden con las de mayor radiación solar.
- Equipos y sistemas conocidos. La mayoría de los componentes son de tecnología existente y ampliamente utilizada (bombas, variadores y paneles solares de silicio).

Desventajas del bombeo solar:

- Dependencia del Sol y la climatología.
- La inversión inicial puede ser algo más alta.
- Desconfianza e incertidumbre hacia la energía solar.

Para este proyecto se ha optado por el sistema híbrido eléctrico, es decir la combinación de energía solar y energía eléctrica.

En estos sistemas se aprovecha toda la energía procedente de los paneles solares y se completa con la otra fuente energética en las horas de menos sol, de forma que la bomba pueda trabajar siempre a su potencia nominal.

Otra ventaja, especialmente en sistemas de mayor potencia, es que se pueden compensar las caídas de potencia bruscas debido al paso de nubes.

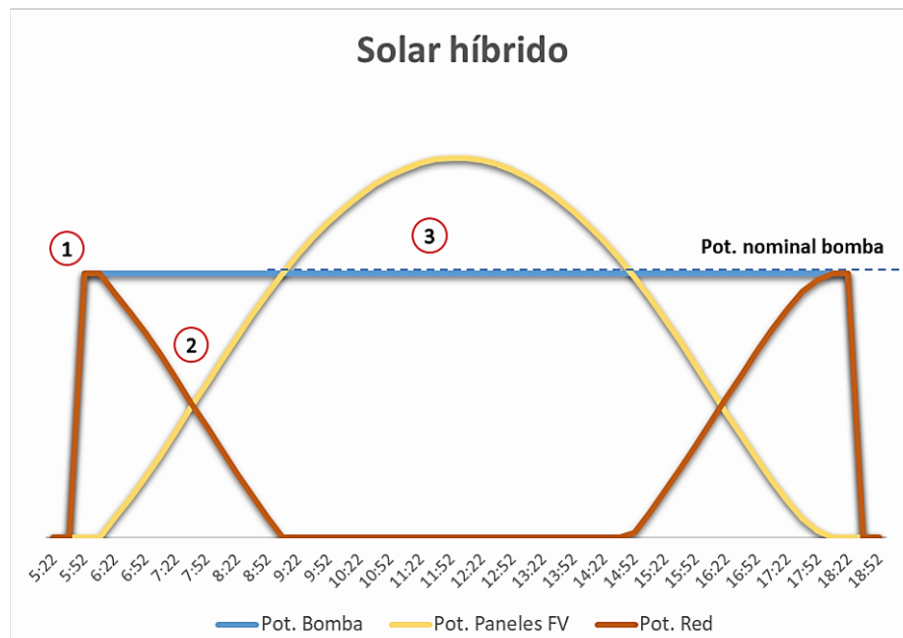


Figura 10.76 | Funcionamiento de un sistema híbrido

Fuente: Bombeo solar. Vicente Vernia López.

El funcionamiento del sistema sería del siguiente modo:

- **Arranque con grupo/red:** El sistema arranca con la energía de la red hasta su potencia nominal a 50 Hz.
- **Combinación aporte grupo/red – solar:** A medida que avanza el día, el sistema va tomando más energía de los paneles y va reduciendo la que toma de la red/grupo.
- **Los paneles aportan toda la energía:** La potencia de los paneles es igual o superior a la potencia de la bomba. El generador fotovoltaico aporta toda la energía necesaria.

Se puede ver también cómo afecta el paso de nubes a este esquema de funcionamiento:

Solar híbrido (paso de nubes)

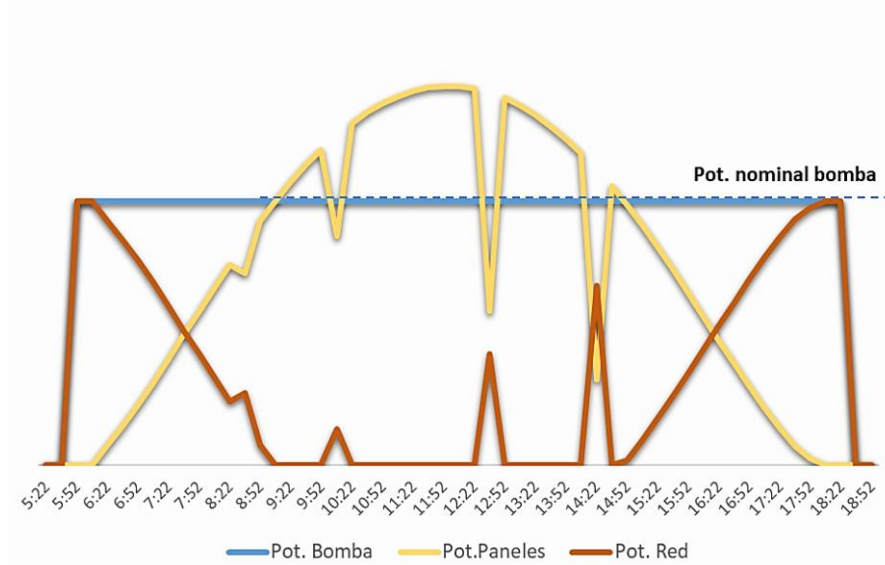


Figura 10.77 | Funcionamiento para un sistema híbrido con paso de nubes.

Fuente: Bombeo solar. Vicente Vernia López.

El sistema híbrido, apoyado en un buen sistema de control, permite gestionar mejor las caídas de potencia del generador fotovoltaico frente al paso de nubes.

Para el dimensionado de un sistema de bombeo solar, se debe tener en cuenta los siguientes parámetros:

- Conocer el caudal diario necesario a bombear ($m^3/día$).
- Conocer la altura manométrica necesaria (m).
- **Período de funcionamiento:** Dependiendo de la finalidad, el riego puede ser anual o estacional. Generalmente, para riegos anuales, hay una variación de las necesidades de agua, siendo superiores en verano. Esto es una ventaja para el bombeo solar, ya que las horas de sol y las necesidades de agua se ajustan bastante bien.
- **Conocer la energía disponible:** A partir de la localización del proyecto, es posible conocer los datos de irradiancia y las Horas de Sol Pico (HSP). Una hora solar pico equivale a $3,6 MJ/m^2$, lo que es lo mismo que $1kWh/m^2$

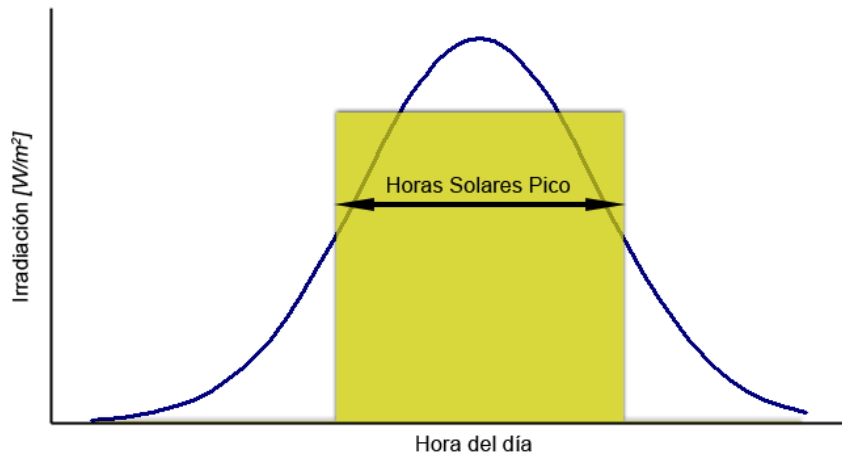


Figura 10.78 | Potencia pico.

Fuente: Wikipedia.

10.15.1 Bomba F4-100/250B (terrenos al norte)

En el caso de la bomba modelo F4-100/250B, con una potencia de 7,5 kW y 10 Hp, se ha registrado un consumo de 15,9 amperios a una tensión de 400-415 V, según se detalla en la tabla adjunta.

CONSUMO EN AMPERIOS

MODELO	TENSION	
	230-240 V	400-415 V
Trifásica		
F4-32/160B	1.9 A	1.1 A
F4-32/160A	1.9 A	1.3 A
F4-32/200B	3.6 A	2.1 A
F4-32/200A	4.0 A	2.3 A
F4-32/200BH	3.3 A	1.9 A
F4-32/200AH	3.5 A	2.0 A
F4-32/250C	5.7 A	2.6 A
F4-32/250B	7.3 A	3.3 A
F4-32/250A	7.8 A	5.2 A
F4-40/160B	2.1 A	1.2 A
F4-40/160A	2.8 A	1.6 A
F4-40/200B	3.6 A	2.1 A
F4-40/200A	4.2 A	2.4 A
F4-40/250C	5.5 A	2.6 A
F4-40/250B	6.1 A	3.5 A
F4-40/250A	8.5 A	5.2 A
F4-50/125B	2.3 A	1.4 A
F4-50/125A	2.6 A	1.5 A
F4-50/160B	3.3 A	2.1 A
F4-50/160A	4.2 A	2.4 A
F4-50/200C	6.1 A	3.5 A
F4-50/200B	8.0 A	4.6 A
F4-50/200A	9.0 A	5.2 A
F4-50/200AR	10.6 A	6.8 A
F4-50/250D	4.9 A	2.8 A
F4-50/250C	5.9 A	3.4 A
F4-50/250B	8.5 A	4.9 A
F4-50/250A	9.9 A	5.7 A
F4-50/250AR	11.8 A	6.8 A

MODELO	TENSION	
	230-240 V	400-415 V
Trifásica		
F4-65/125B	3.6 A	2.1 A
F4-65/125A	4.5 A	2.6 A
F4-65/160C	5.2 A	2.7 A
F4-65/160B	5.9 A	3.4 A
F4-65/160A	7.8 A	4.5 A
F4-65/200A	9.0 A	5.2 A
F4-65/200AR	11.8 A	6.8 A
F4-65/250B	17.3 A	9.5 A
F4-65/250A	21.7 A	13.5 A
F4-80/160D	5.9 A	3.4 A
F4-80/160C	8.1 A	4.7 A
F4-80/160B	9.2 A	5.3 A
F4-80/160A	10.6 A	6.8 A
F4-80/200B	13.8 A	9.5 A
F4-80/200A	18.2 A	12.8 A
F4-80/250B	20.8 A	13.5 A
F4-80/250A	25.6 A	14.8 A
F4-100/160B	9.0 A	5.2 A
F4-100/160A	11.2 A	6.5 A
F4-100/200C	14.2 A	9.5 A
F4-100/200B	17.8 A	12.1 A
F4-100/200A	20.8 A	13.5 A
F4-100/250B	26.8 A	15.9 A
F4-100/250A	34.1 A	19.7 A

Figura 10.79 | Consumo en amperio bomba (LRI).

Fuente: Pedrollo.

Conociendo el consumo en amperios de la bomba, se procede a buscar un inversor que se ajuste a estas especificaciones. En este proceso, se exploran folletos técnicos, y se opta por la marca "VICTRON ENERGY ". En la imagen siguiente, se detallan las características del inversor seleccionado.

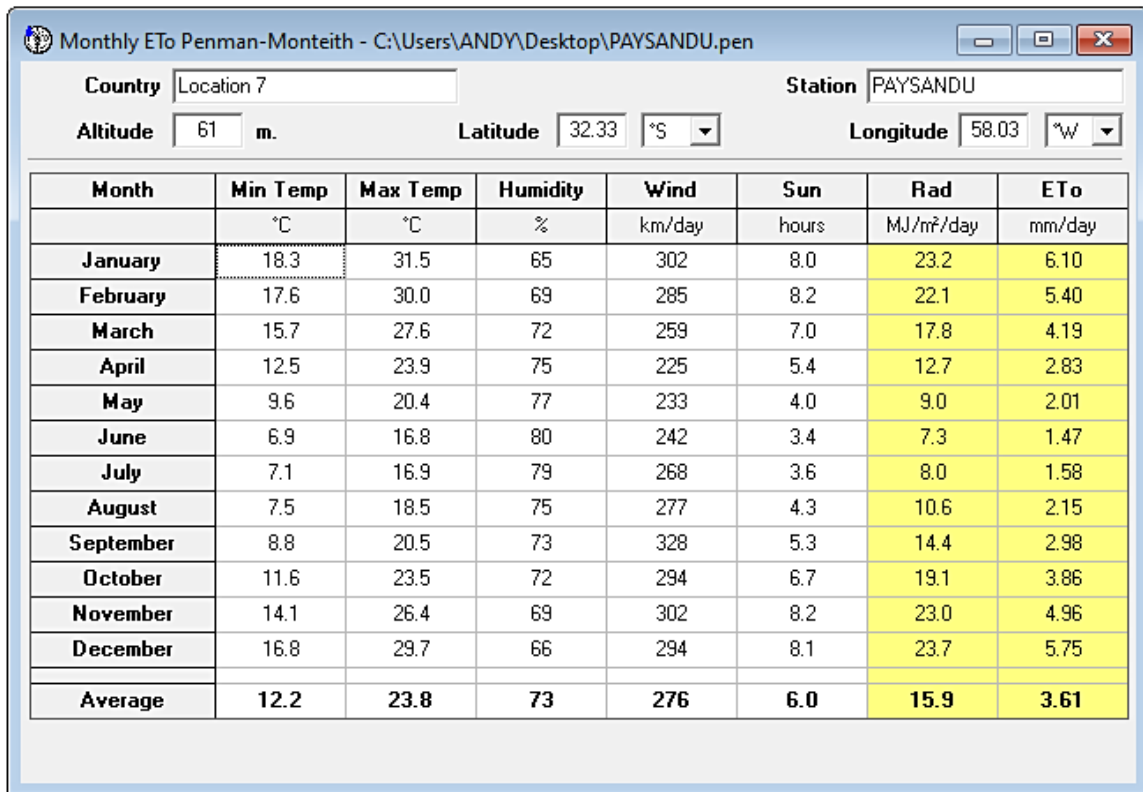
Quattro	12/3000/120-50/50 24/3000/70-50/50	12/5000/220-100/100 24/5000/120-100/100 48/5000/70-100/100	24/8000/200-100/100 48/8000/110-100/100	48/10000/140-100/100	48/15000/200-100/100
PowerControl / PowerAssist	Sí				
Conmutador de transferencia integrado	Sí				
2 entradas CA	Rango de tensión de entrada: 187-265 VCA Frecuencia de entrada: 45 – 65 Hz Factor de potencia: 1				
Corriente máxima de alimentación (A)	2x 50	2x100	2x100	2x100	2x100
INVERSOR					
Rango de tensión de entrada (VCC)	9,5 – 17V 19 – 33V 38 – 66V				
Salida (1)	Tensión de salida: 230 VCA ± 2% Frecuencia: 50 Hz ± 0,1%				
Potencia cont. de salida a 25°C (VA) (3)	3000	5000	8000	10000	15000
Potencia cont. de salida a 25°C (W)	2400	4000	6400	8000	12000
Potencia cont. de salida a 40°C (W)	2200	3700	5500	6500	10000
Potencia cont. de salida a 65°C (W)	1700	3000	3600	4500	7000
Pico de potencia (W)	6000	10000	16000	20000	25000
Eficacia máxima (%)	93 / 94	94 / 94 / 95	94 / 96	96	96
Consumo en vacío (W)	20 / 20	30 / 30 / 35	60 / 60	60	110
Consumo en vacío en modo de ahorro (W)	15 / 15	20 / 25 / 30	40 / 40	40	75
Consumo en vacío en modo de búsqueda (W)	8 / 10	10 / 10 / 15	15 / 15	15	20
CARGADOR					
Tensión de carga de 'absorción' (VCC)	14,4 / 28,8	14,4 / 28,8 / 57,6	28,8 / 57,6	57,6	57,6
Tensión de carga de "flotación" (VCC)	13,8 / 27,6	13,8 / 27,6 / 55,2	27,6 / 55,2	55,2	55,2
Modo de almacenamiento (VCC)	13,2 / 26,4	13,2 / 26,4 / 52,8	26,4 / 52,8	52,8	52,8
Corriente de carga de la batería auxiliar (A) (4)	120 / 70	220 / 120 / 70	200 / 110	140	200
Corriente de carga batería arranque (A)	4 (solo modelos de 12 y 24V)				
Sensor de temperatura de la batería	Sí				

Figura 10.80|Especificaciones técnicas Inversor.

Fuente: Enertik.

Una vez que se ha determinado el tipo de inversor a utilizar, se inicia el cálculo de la cantidad de paneles solares necesarios. Para ello, en primera instancia, es crucial conocer las horas de sol pico (HSP).

Para determinar las horas de sol pico (HSP), se utiliza el software Croptwat, que proporciona datos de radiación solar basados en información de estaciones meteorológicas para diversos meses del año. En este caso específico, se seleccionó la estación meteorológica de Paysandú debido a su proximidad al proyecto. En la imagen siguiente, se presentan los datos correspondientes a dicha estación.



Month	Min Temp	Max Temp	Humidity	Wind	Sun	Rad	ETo
	°C	°C	%	km/day	hours	MJ/m ² /day	mm/day
January	18.3	31.5	65	302	8.0	23.2	6.10
February	17.6	30.0	69	285	8.2	22.1	5.40
March	15.7	27.6	72	259	7.0	17.8	4.19
April	12.5	23.9	75	225	5.4	12.7	2.83
May	9.6	20.4	77	233	4.0	9.0	2.01
June	6.9	16.8	80	242	3.4	7.3	1.47
July	7.1	16.9	79	268	3.6	8.0	1.58
August	7.5	18.5	75	277	4.3	10.6	2.15
September	8.8	20.5	73	328	5.3	14.4	2.98
October	11.6	23.5	72	294	6.7	19.1	3.86
November	14.1	26.4	69	302	8.2	23.0	4.96
December	16.8	29.7	66	294	8.1	23.7	5.75
Average	12.2	23.8	73	276	6.0	15.9	3.61

Figura 10.81 | Datos meteorológicos, estación Paysandú.

Fuente: Cropwat.

Para determinar la cantidad de paneles solares, se toma en cuenta la radiación máxima del mes de diciembre (23,7 MJ/m²/día) y la radiación solar mínima de junio (7,3 MJ/m²/día). La máxima radiación solar se alcanza en 8,1 horas diarias, mientras que la mínima se registra en 3,4 horas.

Una vez conocida la radiación, se procede al cálculo de la energía máxima real diaria como:

$$\text{Energía Máx. Real Diaria} = \frac{\text{Energía Máxima Diaria}}{\eta_{\text{inversor}}}$$

La energía máxima diaria se obtiene multiplicando la corriente suministrada por la bomba (15,9 A) por las horas de sol pico (8,1 h). Utilizando la fórmula $P = \sqrt{3} * V * I * \cos \varphi$, se calcula la potencia de la bomba en vatios (W)

$$P = \sqrt{3} * V * I * \cos \varphi$$

$$P = \sqrt{3} * 220V * 15,9 A * \cos(0,9) \Rightarrow \boxed{P = 6058 W}$$

Por lo tanto, la energía máxima diaria será:

$$\text{Energía Maxima diaria: } 6058 W * 8,1 h \Rightarrow \boxed{\text{Energía Maxima diaria} = 49.069,80 Wh}$$

A partir del folleto técnico del inversor, se extrae que la eficiencia alcanza el 97%. Por ende, la energía máxima real diaria se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Energía Máx. Real Diaria} = \frac{\text{Energía Máxima Diaria}}{\eta_{\text{inversor}}} \Rightarrow \text{Energía Máx. Real Diaria} = \frac{49.069,80 \text{ Wh}}{0.94}$$

$$\Rightarrow \boxed{\text{Energía Máx. Real Diaria} = 52202 \text{ Wh}}$$

Ahora, se avanza con el cálculo de la corriente máxima diaria mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Corriente máxima diaria} = \frac{\text{Energía real diaria}}{\text{Tensión del sistema}}$$

$$\text{Corriente máxima diaria} = \frac{52202 \text{ Wh}}{48 \text{ V}} \Rightarrow \text{Corriente máxima diaria} = 1088 \text{ Ah}$$

Esta corriente máxima diaria se multiplica por un factor de seguridad de 1,2.
 Corriente máxima diaria * FS = 1088 Ah * 1.2 = 1305 Ah

Por último, se calcula la cantidad de paneles solares con la siguiente ecuación:

$$\text{Paneles paralelo} = \frac{\text{Corriente Máxima Diaria}}{\text{HSP} * \text{Corriente nominal}_{\text{panel}}}$$

Para determinar la corriente nominal del panel, se consultan folletos comerciales, y se recomienda optar por un panel monocristalino. Se ha seleccionado el panel solar Monocristalino con tecnología PERC HC de 380 W y 120 celdas. Las especificaciones técnicas de este panel se detallan en la imagen a continuación.

PARÁMETROS ELÉCTRICOS EN STC	
Modelo	AS-6M120-HC-380W
Potencia nominal máxima a STC	380W
Voltaje a circuito abierto (Voc)	42.0V
Corriente de cortocircuito (Isc)	11.44A
Voltaje a potencia nominal (Vmp)	35.0V
Corriente a potencia nominal (Imp)	10.86A
Eficiencia del Modulo	20.83%
Tolerancia de Potencia	0~ +3%

STC: Radiación 1000W/m², Temperatura de modulo 25c, Masa del aire 1.5

Figura 10.82 | Parámetros Eléctricos panel solar.

Fuente: ADN Solar

PARÁMETROS MECÁNICOS	
Tipo de Celda	Mono-cristalina PERC
No. de Celdas	120 (6×20)
Dimensiones	1756x1039x35mm
Peso	20kg
Vidrio	3.2mm, Alta Transmisión, Bajo Hierro, Vidrio Templado
Caja de Conexiones	IP68
Cable de Salida	Sección: 4mm ² , Largo: 1200mm
Marco	Aleación de Aluminio Anodizado
No. de Diodos de Bypass	3
Conector	Compatible con MC4

Figura 10.83 | Parámetros Mecánicos panel solar.

Fuente: ADN Solar.

Una vez se ha recopilado la información técnica necesaria, se procede a realizar los cálculos correspondientes para dimensionar los paneles solares. En este sentido, es fundamental tener en cuenta el horario solar pico (HSP). Para obtener este parámetro, se accede a la página del Sistema de Información Geográfico Fotovoltaico de la Unión Europea. En dicho portal, se selecciona la ciudad de interés en el mapa, lo que nos proporciona un gráfico que representa la cantidad de energía fotovoltaica generada (en kWh) a lo largo de los diferentes meses del año. Este gráfico constituye una herramienta esencial para la planificación y diseño eficiente del sistema solar.

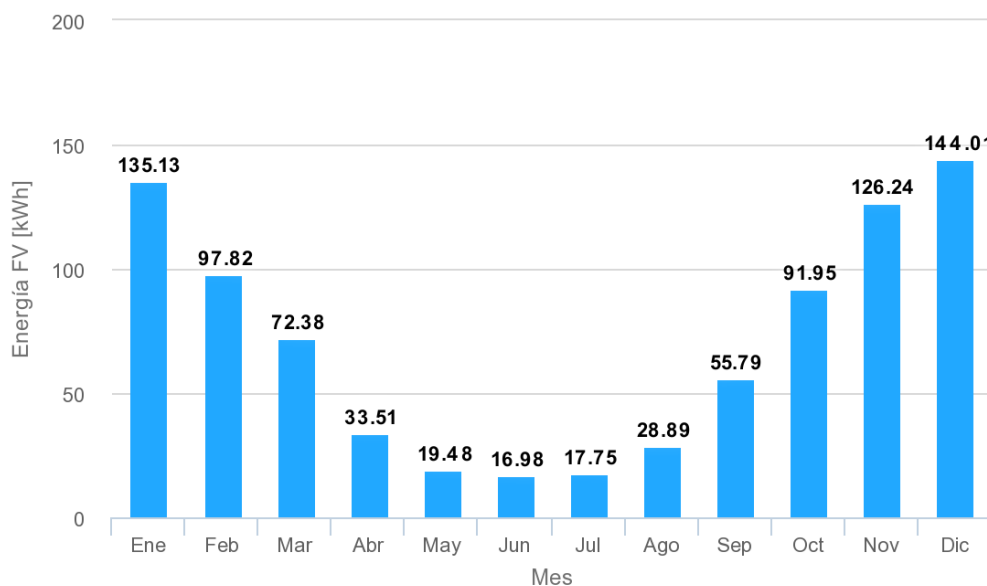


Figura 10.84 | Producción de energía mensual del sistema Fv FIJO

Fuente: Sistema de Información Geográfico Fotovoltaico de la Unión Europea

Para calcular el horario solar pico (HSP), se optó por seleccionar el mes con la mayor cantidad de energía fotovoltaica (FV). Luego, se dividió esta cantidad entre los 31 días correspondientes al mes de diciembre, obteniendo así un HSP de 4,65 (144,01/31).

$$\text{Paneles paralelo} = \frac{1305 \text{ Ah}}{4,65 * 10,86 \text{ A}} \Rightarrow 25,84 \text{ paneles}$$

Por ende, para la bomba B1 (FA-100/250) de 10 Hp, se necesitarán 26 paneles solares monocristalinos con tecnología PERC HC de 380 W y 120 celdas. Dado que son dos bombas, se requerirá un total de 52 paneles.

10.15.2 Bomba F80/160D (Bomba de trasvase)

En este caso, para determinar la cantidad de paneles solares necesarios para hacer funcionar la bomba, se emplea la misma metodología que se venía utilizando en la Laguna de Reservorio I (LRI). La bomba utilizada es el modelo F80/160D, con una potencia de 11 kW y 15 Hp, y se ha registrado un consumo de 22 amperios a una tensión de 400-415 V, según detalla la tabla adjunta."

MODELO	TENSION		
	230-240 V	400-415 V	690-720 V
F 50/250D	-	19.0 A	11.0 A
F 50/250C	-	21.0 A	12.0 A
F 50/250B	-	27.0 A	15.6 A
F 50/250A	-	34.0 A	19.6 A
F 50/250AR	-	41.0 A	24.0 A
F 65/125C	17.5 A	10.0 A	5.8 A
F 65/125B	-	12.0 A	7.0 A
F 65/125A	-	16.5 A	9.5 A
F 65/160C	-	19.0 A	11.0 A
F 65/160B	-	23.0 A	13.5 A
F 65/160A	-	27.5 A	16.0 A
F 65/200B	-	30.0 A	17.3 A
F 65/200A	-	34.0 A	19.5 A
F 65/200AR	-	41.0 A	24.0 A
F 65/250C	-	53.0 A	31.0 A
F 65/250B	-	65.0 A	38.0 A
F 65/250A	-	79.0 A	46.0 A
F 80/160D	-	22.0 A	13.0 A
F 80/160C	-	29.0 A	17.0 A
F 80/160B	-	34.5 A	20.0 A
F 80/160A	-	39.0 A	22.5 A
F 80/200B	-	53.0 A	31.0 A
F 80/200A	-	65.0 A	38.0 A
F 80/250B	-	79.0 A	46.0 A
F 80/250A	-	98.0 A	57.0 A
F 100/160C	-	27.5 A	16.0 A
F 100/160B	-	32.5 A	18.8 A
F 100/160A	-	39.8 A	23.0 A
F 100/200C	-	53.0 A	31.0 A
F 100/200B	-	65.0 A	38.0 A
F 100/200A	-	79.0 A	46.0 A
F 100/250B	-	98.0 A	57.0 A
F 100/250A	-	126.0 A	73.0 A

Figura 10.85 | Consumo en amperio bomba (LRI).

Fuente: Pedrollo.

Los datos de radiación corresponden a los mismos obtenidos en el caso anterior, con una radiación solar máxima de 23,7 MJ/m²/día y una radiación solar mínima de junio de 7,3 MJ/m²/día. La máxima radiación solar se alcanza en 8,1 horas diarias, mientras que la mínima se registra en 3,4 horas

Una vez conocida la radiación, se procede al cálculo de la energía máxima real diaria como:

$$\text{Energía Máx. Real Diaria} = \frac{\text{Energía Máxima Diaria}}{\eta_{\text{inversor}}}$$

La energía máxima diaria se obtiene multiplicando la corriente suministrada por la bomba (22 A) por las horas de sol pico (8,1 h). Utilizando la fórmula $P = \sqrt{3} * V * I * \cos \varphi$, se calcula la potencia de la bomba en vatios (W)

$$P = \sqrt{3} * V * I * \cos \varphi$$

$$P = \sqrt{3} * 220V * 22 A * \cos(0,9) \Rightarrow \boxed{P = 8.382,09 W}$$

Por lo tanto, la energía máxima diaria será:

$$\text{Energía Maxima diaria: } 8.382,09 W * 8,1 h \Rightarrow \boxed{\text{Energía Maxima diaria} = 67.894,94Wh}$$

Según la información extraída del folleto técnico del inversor, se especifica que su eficiencia alcanza el 96%.

Quattro	12/3000/120-50/50 24/3000/70-50/50	12/5000/220-100/100 24/5000/120-100/100 48/5000/70-100/100	24/8000/200-100/100 48/8000/110-100/100	48/10000/140-100/100	48/15000/200-100/100
PowerControl / PowerAssist	Si				
Conmutador de transferencia integrado	Si				
2 entradas CA	Rango de tensión de entrada: 187-265 VCA Frecuencia de entrada: 45 – 65 Hz Factor de potencia: 1				
Corriente máxima de alimentación (A)	2x50	2x100	2x100	2x100	2x100
INVERSOR					
Rango de tensión de entrada (VCC)	9,5 – 17V 19 – 33V 38 – 66V				
Salida (1)	Tensión de salida: 230 VCA ± 2% Frecuencia: 50 Hz ± 0,1%				
Potencia cont. de salida a 25°C (VA) (3)	3000	5000	8000	10000	15000
Potencia cont. de salida a 25°C (W)	2400	4000	6400	8000	12000
Potencia cont. de salida a 40°C (W)	2200	3700	5500	6500	10000
Potencia cont. de salida a 65°C (W)	1700	3000	3600	4500	7000
Pico de potencia (W)	6000	10000	16000	20000	25000
Eficacia máxima (%)	93 / 94	94 / 94 / 95	94 / 96	96	96
Consumo en vacío (W)	20 / 20	30 / 30 / 35	60 / 60	60	110
Consumo en vacío en modo de ahorro (W)	15 / 15	20 / 25 / 30	40 / 40	40	75
Consumo en vacío en modo de búsqueda (W)	8 / 10	10 / 10 / 15	15 / 15	15	20
CARGADOR					
Tensión de carga de "absorción" (VCC)	14,4 / 28,8	14,4 / 28,8 / 57,6	28,8 / 57,6	57,6	57,6
Tensión de carga de "flotación" (VCC)	13,8 / 27,6	13,8 / 27,6 / 55,2	27,6 / 55,2	55,2	55,2
Modo de almacenamiento (VCC)	13,2 / 26,4	13,2 / 26,4 / 52,8	26,4 / 52,8	52,8	52,8
Corriente de carga de la batería auxiliar (A) (4)	120 / 70	220 / 120 / 70	200 / 110	140	200
Corriente de carga batería arranque (A)	4 (solo modelos de 12 y 24V)				
Sensor de temperatura de la batería	Si				

Figura 10.86 | Especificaciones técnicas Inversor.

Fuente: Enertik.

$$\text{Energía Máx. Real Diaria} = \frac{\text{Energía Máxima Diaria}}{\eta_{\text{inversor}}} \Rightarrow \text{Energía Máx. Real Diaria} = \frac{67.894,97 Wh}{0,96}$$

$$\Rightarrow \boxed{\text{Energía Máx. Real Diaria} = 70.723,93 Wh}$$

Ahora, se procede al cálculo de la corriente máxima diaria de la misma manera en que se llevó a cabo en el caso anterior

$$\text{Corriente máxima diaria} = \frac{\text{Energía real diaria}}{\text{Tensión del sistema}}$$

$$\text{Corriente máxima diaria} = \frac{70.724 \text{ Wh}}{48 \text{ V}} \Rightarrow \boxed{\text{Corriente máxima diaria} = 1474 \text{ Ah}}$$

Esta corriente máxima diaria se multiplica por un factor de seguridad de 1,2.

$$\text{Corriente máxima diaria} * \text{FS} = 1474 \text{ Ah} * 1.2 = 1769 \text{ Ah}$$

Por último, se calcula la cantidad de paneles solares con la siguiente ecuación:

$$\text{Paneles paralelo} = \frac{\text{Corriente Máxima Diaria}}{\text{HSP} * \text{Corriente nominal}_{\text{panel}}}$$

En esta situación, se utilizaron los mismos paneles solares que en el caso de la bomba B1, cuya corriente nominal es de 10,86 A. El valor del HSP es el mismo que se calculó en la instancia anterior (HSP = 4,65)

$$\begin{aligned} \text{Paneles paralelo} &= \frac{\text{Corriente Máxima Diaria}}{\text{HSP} * \text{Corriente nominal}_{\text{panel}}} \Rightarrow \text{Paneles paralelo} = \frac{1769 \text{ Ah}}{4,65 * 10,86 \text{ A}} \\ &\Rightarrow \boxed{\text{Paneles paralelo} = 35,03} \end{aligned}$$

Por ende, para la bomba B2 (F80/160D) de 15 Hp, se necesitarán 36 paneles solares monocristalinos con tecnología PERC HC de 380 W y 120 celdas. Dado que son dos bombas, se requerirá un total de 72 paneles.

10.15.3 Bomba HF 20A (Escuela Agrotécnica)

En este caso, para determinar la cantidad de paneles solares necesarios para hacer funcionar la bomba, se emplea la misma metodología que se venía utilizando en las otras dos bombas anteriores. La bomba utilizada es el modelo HF 20A, con una potencia de 4 kW y 5,5 Hp, y se ha registrado un consumo de 8,8 amperios a una tensión de 400 V, según detalla la tabla adjunta."

MODELO	TENSIÓN					
	230 V	400 V	690 V	240 V	415 V	720 V
Trifásica						
HF 4	4.3 A	2.5 A	1.4 A	4.0 A	2.3 A	1.3 A
HF 6C	6.2 A	3.6 A	2.1 A	5.7 A	3.3 A	2.0 A
HF 6B	7.8 A	4.5 A	2.6 A	7.4 A	4.3 A	2.5 A
HF 6A	9.0 A	5.2 A	3.1 A	8.6 A	5.0 A	2.9 A
HF 8B	12.1 A	7.0 A	4.0 A	11.8 A	6.8 A	3.9 A
HF 8A	15.8 A	9.1 A	5.3 A	15.2 A	8.8 A	5.1 A
HF 20B	12.8 A	7.5 A	4.3 A	12.2 A	7.2 A	4.2 A
HF 20A	15.2 A	8.8 A	5.1 A	14.7 A	8.5 A	4.9 A
HF 30B	21.3 A	12.3 A	7.1 A	20.4 A	11.8 A	6.8 A
HF 30A	28.6 A	16.5 A	9.5 A	27.5 A	15.9 A	9.2 A

Figura 10.87| Consumo en amperio bomba (LRIII).

Fuente: Pedrollo.

Los datos de radiación corresponden a los mismos obtenidos en el caso anterior, con una radiación solar máxima de 23,7 MJ/m²/día y una radiación solar mínima de junio de 7,3 MJ/m²/día. La máxima radiación solar se alcanza en 8,1 horas diarias, mientras que la mínima se registra en 3,4 horas

Una vez conocida la radiación, se procede al cálculo de la energía máxima real diaria como:

$$\text{Energía Máx. Real Diaria} = \frac{\text{Energía Máxima Diaria}}{\eta_{\text{inversor}}}$$

La energía máxima diaria se obtiene multiplicando la corriente suministrada por la bomba (8.8 A) por las horas de sol pico (8,1 h). Utilizando la fórmula $P = \sqrt{3} * V * I * \cos \varphi$, se calcula la potencia de la bomba en vatios (W)

$$P = \sqrt{3} * V * I * \cos \varphi$$

$$P = \sqrt{3} * 220V * 8,8 A * \cos(0,9) \Rightarrow \boxed{P = 3352,84 W}$$

Por lo tanto, la energía máxima diaria será:

$$\text{Energía Maxima diaria: } 3352,84 W * 8,1 h \Rightarrow \boxed{\text{Energía Maxima diaria} = 27157,98 Wh}$$

Según la información extraída del folleto técnico del inversor, se especifica que su eficiencia alcanza el 96%.

INVERSOR				
Rango de tensión de entrada CC	12V - 9,5-17 V	24 V - 19-33 V	48 V - 38-66 V	
Salida	Tensión de salida: 230 V CA ± 2 % Frecuencia: 50 Hz ± 0,1 % (1)			
Potencia cont. de salida a 25 °C (3)	3000 VA	5000 VA	8000 VA	10000 VA
Potencia cont. de salida a 25°C	2400 W	4000 W	6400 W	8000 W
Potencia cont. de salida a 40 °C	2200 W	3700 W	5500 W	7000 W
Potencia cont. de salida a 65 °C	1700 W	3000 W	4000 W	6000 W
Balance neto máximo aparente (corriente retornada a la red)	3000 VA	5000 VA	8000 VA	10000 VA
Pico de potencia	5500 W	9000 W	15000 W	18000 W
Eficacia máxima	93 %/ 94 % / 95 %	96 %	95 %	96 %
Consumo en vacío	13 / 13 / 11 W	18 W	29 W	38 W
Consumo en vacío en modo AES	9 / 9 / 7 W	12 W	19 W	27 W
Consumo en vacío en modo búsqueda	3 / 3 / 2 W	2 W	3 W	4 W
CARGADOR				
Entrada de CA	Rango de tensión de entrada: 187-265 V CA Frecuencia de entrada: 45 - 65 Hz			
Tensión de carga de "absorción"	28,8 V		57,6 V	
Tensión de carga de "flotación"	27,6 V		55,2 V	
Modo de almacenamiento	26,4 V		52,8 V	
Máxima corriente de carga de la batería (4)	120 / 70 / 35 A	120 / 70 A	110 A	140 A
Sensor de temperatura de la batería	Sí			

Figura 10.88 | Especificaciones técnicas Inversor.

Fuente: Enertik.

$$\text{Energía Máx. Real Diaria} = \frac{\text{Energía Máxima Diaria}}{\eta_{\text{inversor}}} \Rightarrow \text{Energía Máx. Real Diaria} = \frac{27158 \text{ Wh}}{0,96}$$

$$\Rightarrow \boxed{\text{Energía Máx. Real Diaria} = 28.290 \text{ Wh}}$$

Ahora, se procede al cálculo de la corriente máxima diaria de la misma manera en que se llevó a cabo en el caso anterior

$$\text{Corriente máxima diaria} = \frac{\text{Energía real diaria}}{\text{Tensión del sistema}}$$

$$\text{Corriente máxima diaria} = \frac{28.290 \text{ Wh}}{48 \text{ V}} \Rightarrow \boxed{\text{Corriente máxima diaria} = 590 \text{ Ah}}$$

Esta corriente máxima diaria se multiplica por un factor de seguridad de 1,2.

$$\text{Corriente máxima diaria} * \text{FS} = 590 \text{ Ah} * 1.2 = 708 \text{ Ah}$$

Por último, se calcula la cantidad de paneles solares con la siguiente ecuación:

$$\text{Paneles paralelo} = \frac{\text{Corriente Máxima Diaria}}{\text{HSP} * \text{Corriente nominal}_{\text{panel}}}$$

En esta situación, se utilizaron los mismos paneles solares que las bombas antes calculadas, cuya corriente nominal es de 10,86 A. El valor del HSP es el mismo que se calculó en la instancia anterior (HSP = 4,65)

$$\text{Paneles paralelo} = \frac{\text{Corriente Máxima Diaria}}{\text{HSP} * \text{Corriente nominal}_{\text{panel}}} \Rightarrow \text{Paneles paralelo} = \frac{708 \text{ Ah}}{4,65 * 10,86 \text{ A}}$$

$$\Rightarrow \boxed{\text{Paneles paralelo} = 14,02}$$

Por ende, para la bomba HF 20 A de 5,5 Hp, se necesitarán 15 paneles solares monocristalinos con tecnología PERC HC de 380 W y 120 celdas. Dado que son dos bombas, se requerirá un total de 30 paneles.

10.15.4 Resumen paneles Solares.

A continuación, se exhibe la tabla de resumen de la cantidad de paneles solares necesarios por bomba y sus especificaciones técnicas.

	Tipo Bomba	Caudal (m ³ /hora)	Potencia (Hp)	Especificaciones del panel	Cantidad de paneles solares por bomba	Total, Paneles solares
Laguna Reservorio I (LRI)	FA-100/250	124,2	10	Monocristalinos con tecnología PERC HC DE 380 W y 120 celdas	26	52
Laguna Reservorio II (LRII)	F80/160D	158,4	15	Monocristalinos con tecnología PERC HC DE 380 W y 120 celdas	36	72
Laguna Reservorio III (LRIII)	HF 20A	52,08	5,5	Monocristalinos con tecnología PERC HC DE 380 W y 120 celdas	15	30

Tabla 10-35 | Resumen Paneles solares

Fuente: Elaboración Propia.

10.15.5 Soporte para paneles solares

Las estructuras de paneles solares juegan un papel fundamental en cualquier sistema fotovoltaico, ya que optimizan su desempeño al recibir la luz solar de manera óptima, considerando la orientación e inclinación adecuadas. Estas estructuras se distinguen por su robustez ante fuertes vientos y su larga vida útil, haciéndolas idóneas incluso en condiciones climáticas extremas. Su propósito principal es asegurar la correcta fijación y orientación de los paneles solares.

La orientación de los paneles se elige meticulosamente para maximizar la captación de la luz solar. En el proyecto presente, se ha seleccionado una inclinación de aproximadamente

30 grados hacia el norte, coincidiendo con la latitud de la ciudad de Colón (32°55'42,43"), para garantizar un óptimo aprovechamiento de las horas de sol y, por ende, un rendimiento máximo. Estas estructuras se ubicarán en los taludes de cada laguna de reservorio, junto a los paneles solares seleccionados.

Para asegurar resistencia y durabilidad, se ha optado por emplear aluminio y acero inoxidable en la estructura soportante de los paneles. Estos materiales son capaces de hacer frente a diversas condiciones climáticas de manera eficiente y son los más empleado comercialmente.

Se aprovecharán las pendientes naturales de los taludes, ya que prácticamente coinciden con la inclinación óptima de los paneles. Por lo tanto, los paneles se montarán sobre postes de eucalipto, con un diámetro de cuatro pulgadas, y sobre estos postes se colocarán los paneles mediante una unión especial.

A continuación, se adjuntan los planos detallados de dicha estructura.

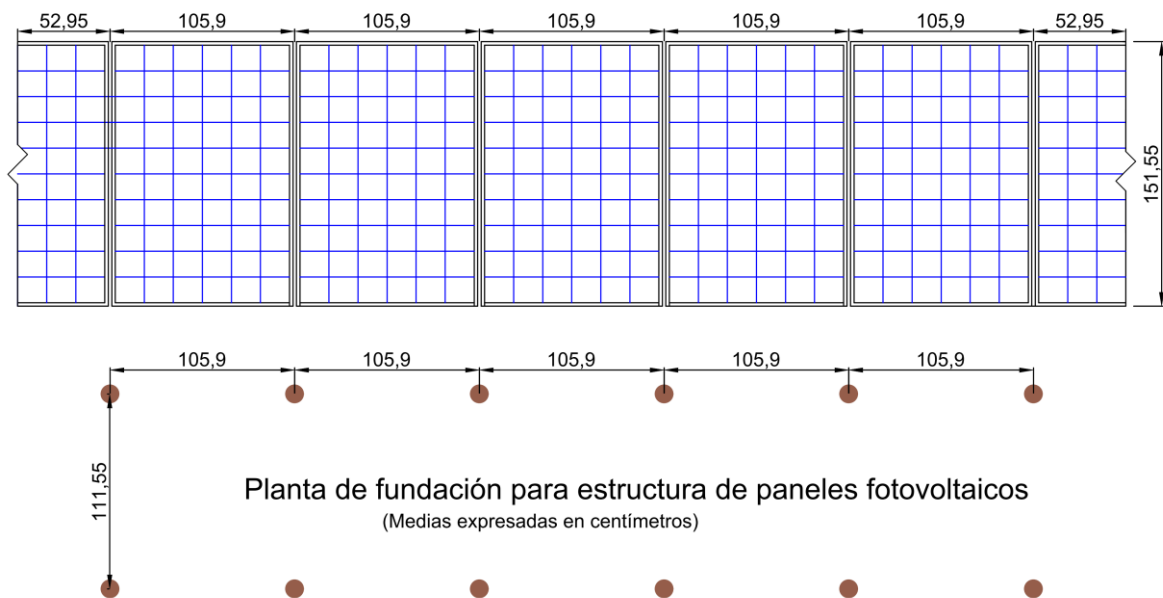
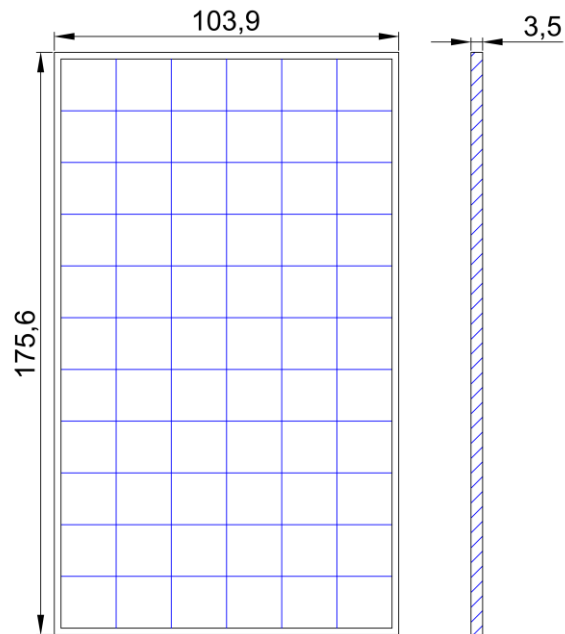


Figura 10.89|Planta de fundación para estructura de paneles fotovoltaicos

Fuente: Elaboración Propia

Panel Solar Fotovoltaico
Monocristalino PERC HC
Potencia: 380 W . 120 celdas



(Medias expresadas en centímetros)

Figura 10.90 | Panel tipo

Fuente: Elaboración Propia

Corte- Detalle Paneles Solares
(Medias expresadas en centímetros)

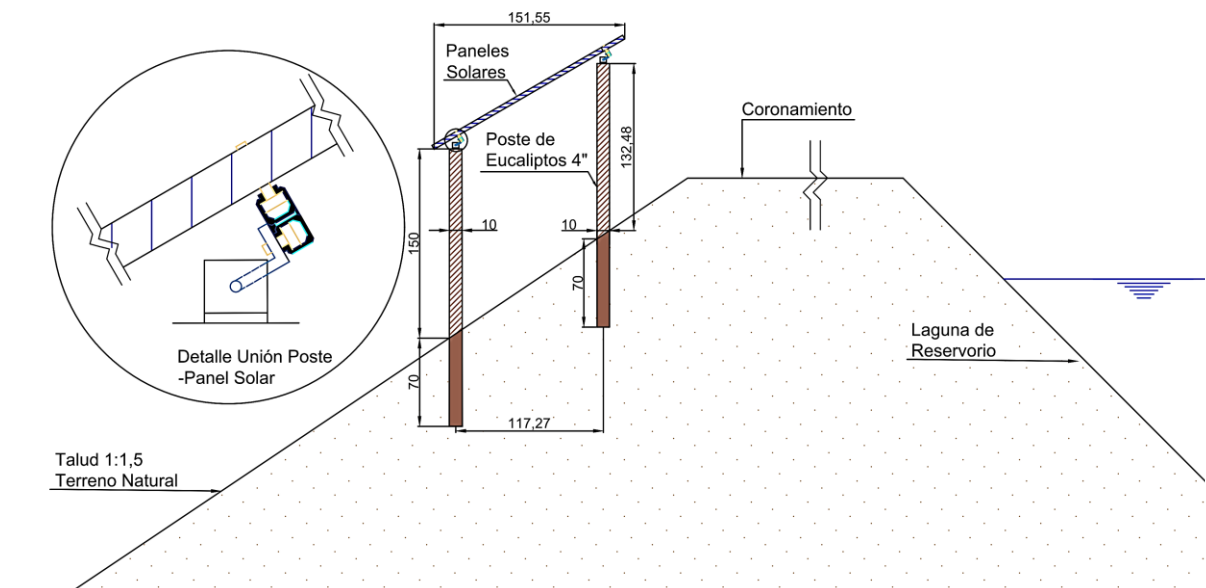


Figura 10.91 | Corte- Detalle Panel Solar

Fuente: Elaboración Propia



Figura 10.92 | Imagen 3D. Panel Solar

Fuente: Elaboración Propia



Figura 10.93 | Imagen 3D. Panel Solar

Fuente: Elaboración Propia

10.16 Diseño de riego en terreno de escuela agrotécnica (terreno piloto)

Se plantea la implementación de un sistema de riego por surcos para las áreas destinadas a plantaciones forestales en el terreno de la escuela agrotécnica. La división del terreno en seis rodales tiene como objetivo optimizar la eficiencia del riego, asegurando que los surcos sean

de longitud adecuada. De las 30 hectáreas totales del terreno, 24,50 hectáreas se utilizarán específicamente para la plantación forestal, siendo el riego por surcos la estrategia preferida para esta área.

La elección de un sistema de surcos se debe a los siguientes factores:

- **Eficiencia Hídrica:** El riego por surcos se elige por su capacidad para optimizar el uso del agua al dirigirla directamente a las raíces de las plantas. Este método puede reducir las pérdidas por evaporación y escorrentía, maximizando la eficiencia hídrica y conservando recursos vitales.
- **Adaptación a las Necesidades de las Plantas:** El riego por surcos permite adaptar la cantidad y frecuencia del riego según las necesidades específicas de las plantaciones forestales. Esto es esencial para promover un crecimiento saludable y sostenible de los árboles.
- **Control de Humedad del Suelo:** Al implementar surcos, se puede lograr un mejor control de la humedad del suelo. Esto es especialmente relevante para las plantaciones forestales, ya que un suministro de agua bien regulado contribuye al establecimiento exitoso de árboles y al desarrollo de sistemas radiculares robustos.
- **Reducción de Pérdidas por Escorrentía:** El riego por surcos minimiza las pérdidas de agua por escorrentía, ayudando a prevenir la erosión del suelo. Esto contribuye a la conservación del terreno y protege contra posibles daños ambientales.
- **Sostenibilidad Ambiental:** La implementación de prácticas de riego eficientes no solo beneficia a las plantaciones forestales, sino que también respalda objetivos ambientales más amplios al reducir el consumo de agua y minimizar el impacto negativo en los ecosistemas circundantes.
- **Aumento de la Productividad:** Un riego adecuado puede mejorar significativamente la productividad de las plantaciones forestales al proporcionar condiciones óptimas para el crecimiento y desarrollo de los árboles.
- **Costos a Largo Plazo:** Aunque puede haber inversiones iniciales en infraestructura de riego, a largo plazo, un sistema bien diseñado y eficiente puede resultar en ahorros significativos de agua y costos operativos.

10.16.1 Planificación del riego por surcos

10.16.1.1 Especies a forestar.

Para el proyecto en cuestión, se sugiere utilizar las siguientes especies forestales: Álamos, Kiri, Eucalipto y Sauce Criollo. En la imagen adjunta, se muestra la distribución de las plantaciones en el terreno piloto.



Figura 10.94 | Especies a forestar

Fuente: Elaboración propia.

El Proyecto Forestal para el uso del efluente tratado en la superficie de 24,50 hectáreas estará compuesto por:

- Eucalipto: 8,30 hectáreas.
- Álamo: 7,20 hectáreas.
- Kiri: 2,70 hectáreas.
- Sauce Híbrido: 6,30 hectáreas.

10.16.1.2 Cortina Forestal

Se plantea una cortina forestal con especies nativas como lo es el eucalipto en el lado interno tanto del alambrado norte, como sur y este.

10.16.1.3 Diseño de las parcelas

Se planteó la subdivisión del terreno en seis parcelas, ubicadas en dirección este-oeste para aprovechar al máximo la luz solar.

En el diseño del sistema de riego, se debe tener en cuenta el uso del agua tratada a lo largo del año, considerando las diferentes necesidades metabólicas de las especies a implantar. Por ejemplo, las especies de hoja ancha, como álamos y sauces, entrarán en un estado de inactividad (dormancia) durante los meses de invierno.

Estableciendo un espaciado de tres metros entre árboles y cuatro metros entre líneas, se puede calcular la densidad de árboles por hectárea. Conocida la extensión de tierra destinada a cada especie, se puede determinar la cantidad total de árboles a plantar de cada tipo.

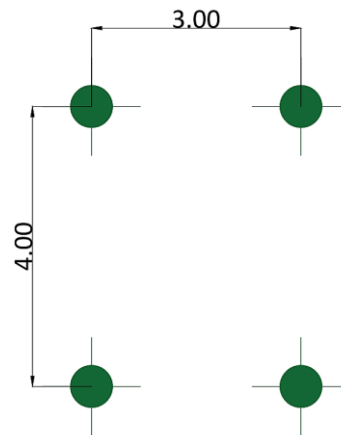


Figura 10.95 | Separación entre árboles y líneas

Fuente: Elaboración propia.

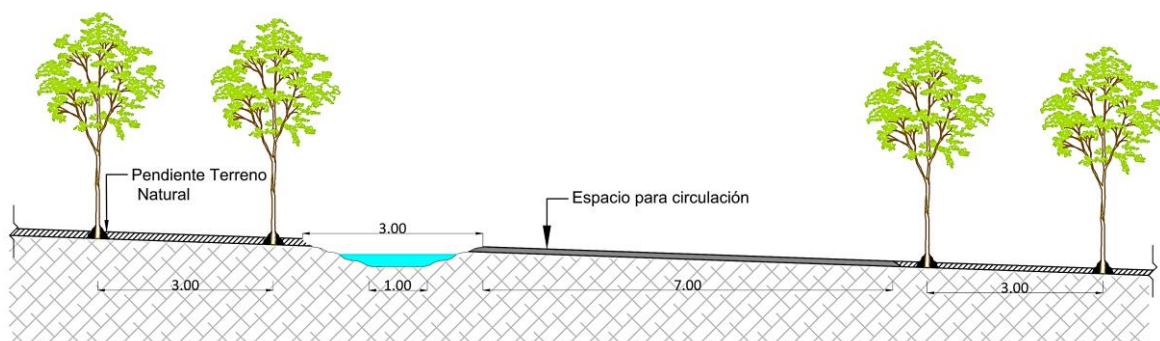


Figura 10.96 | Corte genérico A-A

Fuente: Elaboración propia.

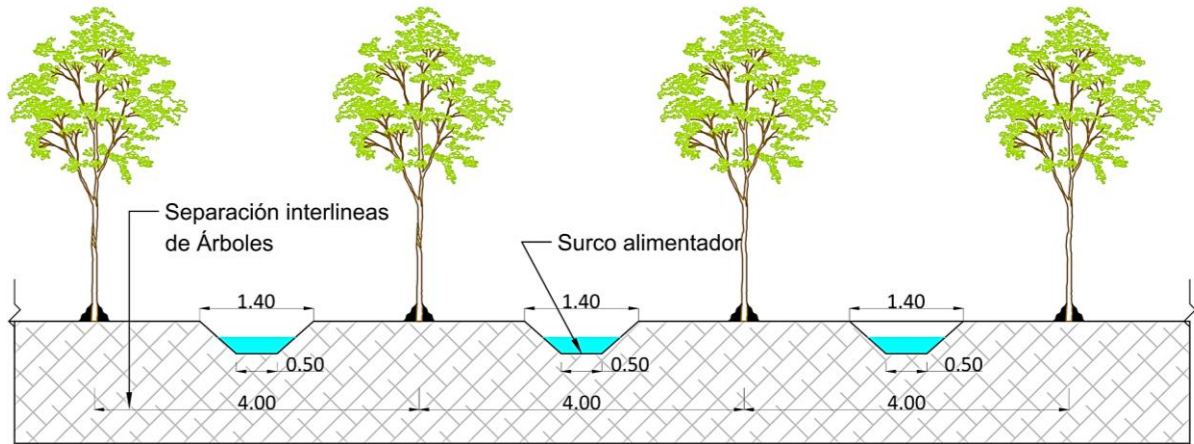


Figura 10.97 | Corte genérico B-B

Fuente: Elaboración propia.

Especie	Área (Ha.)	Densidad (planta por hectárea)	Total, de Especie
Álamos	7,2	833	5998
Eucalipto	8,3	833	6914
Kiri	2,7	833	2249
Sauce Híbrido	6,3	1250	7875

Tabla 10-36 | Especies por hectárea

Fuente: Elaboración Propia.

10.16.1.4 Análisis del Terreno:

- Evaluar la topografía del terreno para identificar la mejor disposición de los surcos.
- Considerar la pendiente y la distribución uniforme del agua a lo largo de los surcos.

A través del software Civil 3D, se ha realizado un análisis de las pendientes y el escurrimiento del terreno, revelando una tendencia hacia el fondo. A pesar de la presencia de remolinos en algunas áreas, se propone como solución la nivelación de esas zonas. En la siguiente imagen se presentan visualmente estos datos.

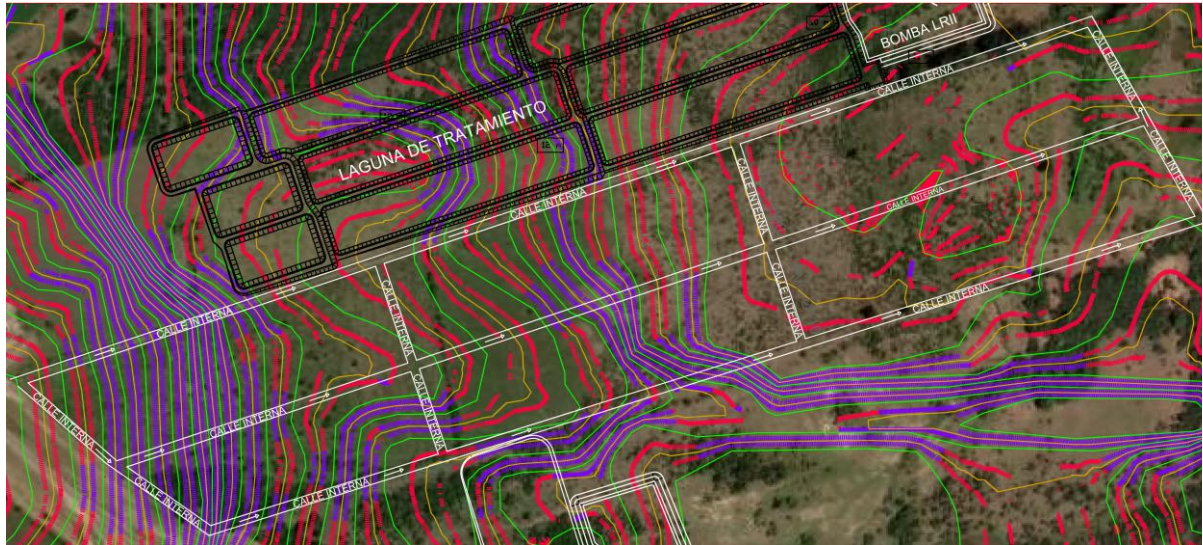


Figura 10.98 | Pendiente del terreno

Fuente: Civil 3D

10.16.1.5 Requerimientos de las Plantaciones Forestales:

- Determinar las necesidades específicas de agua de las plantaciones forestales.
- Considerar la variabilidad en las demandas de agua según la edad, especie y etapa de crecimiento de los árboles.

Este ítem fue previamente analizado, en el cual se determinó la necesidad de 1000 m³/10 Ha. Con este dato, se procedió al diseño y proyección del terreno piloto.

10.16.1.6 Diseño de Surcos:

- Establecer la separación y la profundidad adecuadas entre los surcos.
- Adaptar el diseño para garantizar una distribución uniforme del agua en todo el terreno.

Para este proyecto, se optó por un espaciado de 3 metros entre árboles y de 4 metros entre hileras. Esta elección se fundamenta en la mecanización eficiente de las labores de limpieza y desmalezado. Se ha considerado este valor teniendo en cuenta la incorporación de la construcción y el mantenimiento de los surcos de riego, los cuales estarán ubicados en el centro entre ambas líneas. Por lo tanto, la precisión en el trazado de las líneas es esencial para garantizar el buen funcionamiento del sistema.

A continuación, se presenta un detalle de los surcos elegidos.

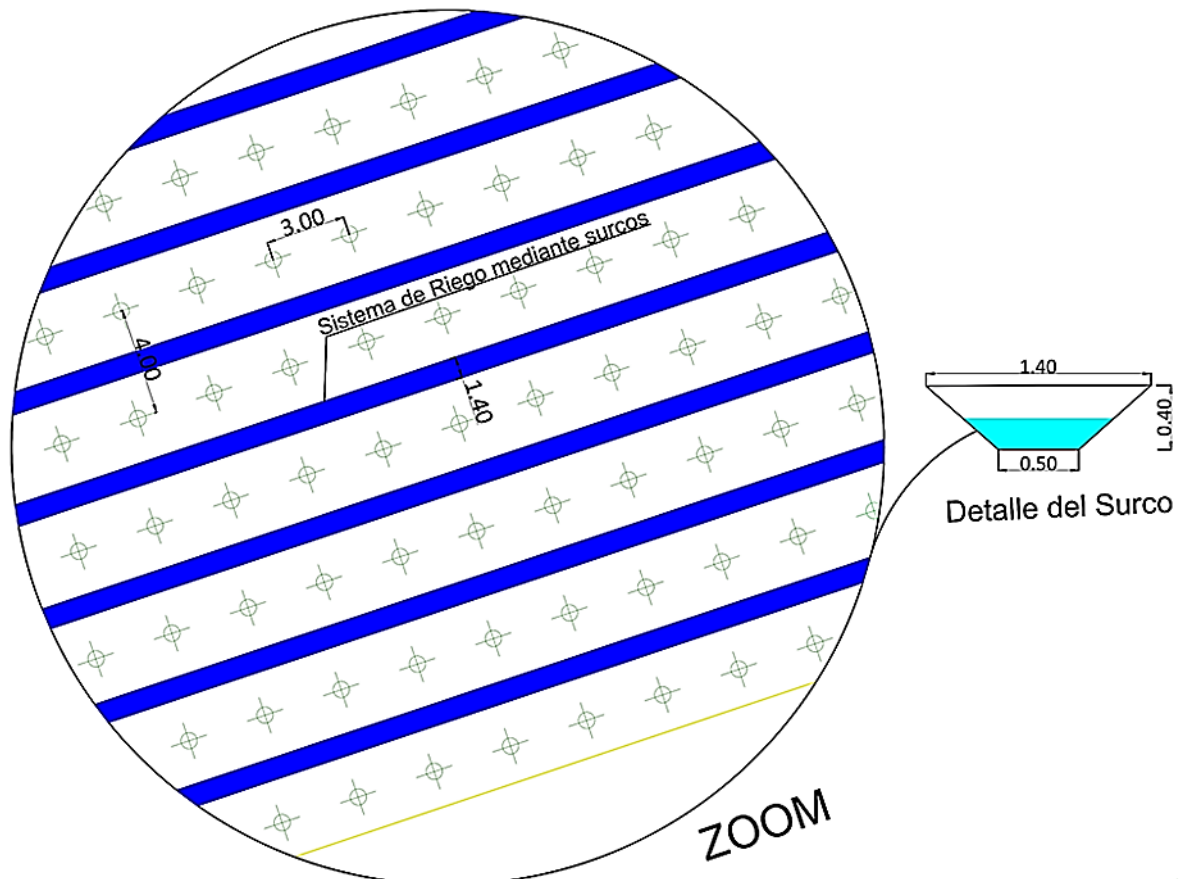


Figura 10.99 | Detalle de dimensioe de los surcos y separación

Fuente: Elaboración propia.

Las dimensiones seleccionadas para el surco de riego se han determinado cuidadosamente con el objetivo de optimizar el rendimiento y la eficiencia del sistema de riego. La anchura y profundidad específicas de 1,40 m x 0,40 m han sido elegidas en la búsqueda de la eficiencia hídrica, la conservación del agua y la adaptabilidad al entorno de cultivo, asegurando así un sistema de riego efectivo y sostenible.

Al término de cada cantero, se propone la instalación de un colector destinado a captar el agua proveniente de los surcos. Este colector dirigirá el flujo hacia el fondo del terreno mediante canales con las dimensiones siguientes:

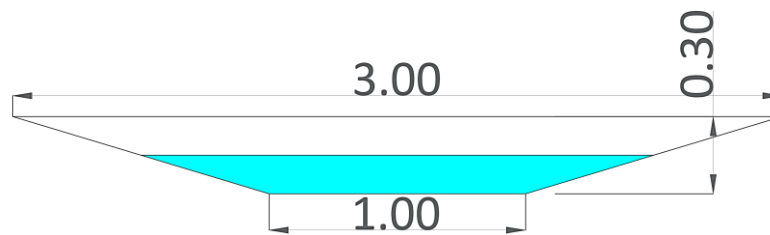


Figura 10.100 | Dimensiones del colector.

Fuente: Elaboración propia.

Para el proyecto en cuestión se prevé la construcción de aproximadamente 68.00 metros líneas de surcos alimentador y 2500 metros líneas de surcos colector.

Una vez construidos los surcos, periódicamente deberá hacerse una pasada de mantenimiento con un surcador provisto de un “rabasto” (plancha de hierro) para ir desplazando la tierra extraída hacia la base de las plantas de forma tal, que la hilera de plantas quede en la parte más alta del terreno evitando así el vuelco de las plantas en momentos de lluvias o vientos excesivos, además de permitir que el agua de lluvia escurra hacia la acequia.²

10.16.1.7 Cálculo de la Tasa de Aplicación:

- Calcular la cantidad de agua necesaria y la tasa de aplicación por surco.
- Asegurarse de que la velocidad de flujo de agua en los surcos sea compatible con las características del suelo.

El caudal de cada surco se debe ajustar a la longitud y pendiente del mismo y a la naturaleza del suelo. A mayor caudal corresponde un avance más rápido del agua en el surco. Por lo general, el mayor aprovechamiento del riego se consigue cuando el mojado del surco se hace con el avance más rápido posible, y ello requiere utilizar el máximo caudal que no cause erosión (caudal máximo no erosivo). Una vez que el agua ha llegado al extremo del surco se reduce el caudal de forma que satisfaga únicamente los requerimientos de la velocidad de infiltración, y se mantiene hasta el final del riego (caudal permanente)

En surcos largos el caudal máximo no erosivo se calcula con la formula:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{0,625}{P}$$

Donde:

$Q_{\text{máx}}$: Caudal máximo no erosivo (lt/s)

² Proyecto remediativo FADEL. Ing. Aldo Rudi.

P: Pendiente del surco expresada en porcentaje.

La pendiente óptima está comprendida entre 0,2 y 0,5%. Para este caso se toma una pendiente intermedia de 0,3%. Por lo tanto:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{0,625}{0,3} \Rightarrow 2,08 \text{ lt/s}$$

A continuación, se presenta un esquema donde se muestra el caudal requerido por cada cantero por día.



Figura 10.101 | Caudal requerido para cada cantero

Fuente: Elaboración propia.

10.16.2 Cortina Forestal

Se propone la implementación de una cortina forestal triple, utilizando especies nativas, a lo largo de todo el perímetro del terreno de la escuela agrotécnica. El objetivo principal de esta iniciativa es restaurar la vegetación autóctona en áreas degradadas, fomentando así la biodiversidad local y contribuyendo a la estabilización del suelo. Asimismo, se pretende crear un hábitat adecuado para la fauna silvestre y mejorar la calidad paisajística del entorno.

La extensión total de la cortina forestal será de aproximadamente 2750 metros, distribuidos de la siguiente manera: 1300 metros en dirección este-oeste, adyacentes al alambrado que limita con las lagunas de tratamiento; otros 1200 metros, también en dirección este-oeste, pero junto al otro alambrado; y finalmente, 250 metros en dirección noroeste-suroeste, a lo largo del alambrado frontal del terreno.

En la imagen adjunta se puede apreciar en línea roja el trazado propuesto para las cortinas forestales.



Figura 10.102 | Cortinas Forestales

Fuente: Elaboración propia.

Las cortinas forestales se instalarán en el borde interno del terreno, manteniendo una separación de 0,50 metros del alambrado, y ocupando una franja de 4 metros de ancho. Se seguirá un patrón de disposición entre las plantas en forma de tresbolillo.

En la imagen adjunta se muestra la distribución de los árboles, donde aquellos de mayor tamaño se ubicarán en el borde interno de la calle, con la intención de que, al alcanzar la madurez, formen galerías con sus ramas. La distancia entre estas plantas será de 8 metros, colocándose a 4 metros del alambrado.

Para la línea intermedia, se ha seleccionado el molle de beber, un árbol de menor porte con una densa fronda que conserva sus hojas durante el invierno. Esta especie fue elegida por sus características adecuadas. La distancia entre estas plantas será también de 8 metros, ubicándose a 2 metros del alambrado.

En cuanto a la línea más cercana al alambrado, se han elegido dos especies de arbustos con follajes de diferentes tonalidades, floraciones y frutos, lo que promueve una mayor biodiversidad en el entorno. Estos arbustos se colocarán a una distancia de 8 metros entre sí y estarán a solo 0,50 metros del alambrado.

Con esta disposición de plantación y selección de especies, se espera crear una cortina forestal que brinde privacidad al predio durante la mayor parte del año, además de aportar valor estético al entorno y favorecer la biodiversidad. Este enfoque también ofrece una opción de cortinas forestales utilizando especies nativas.

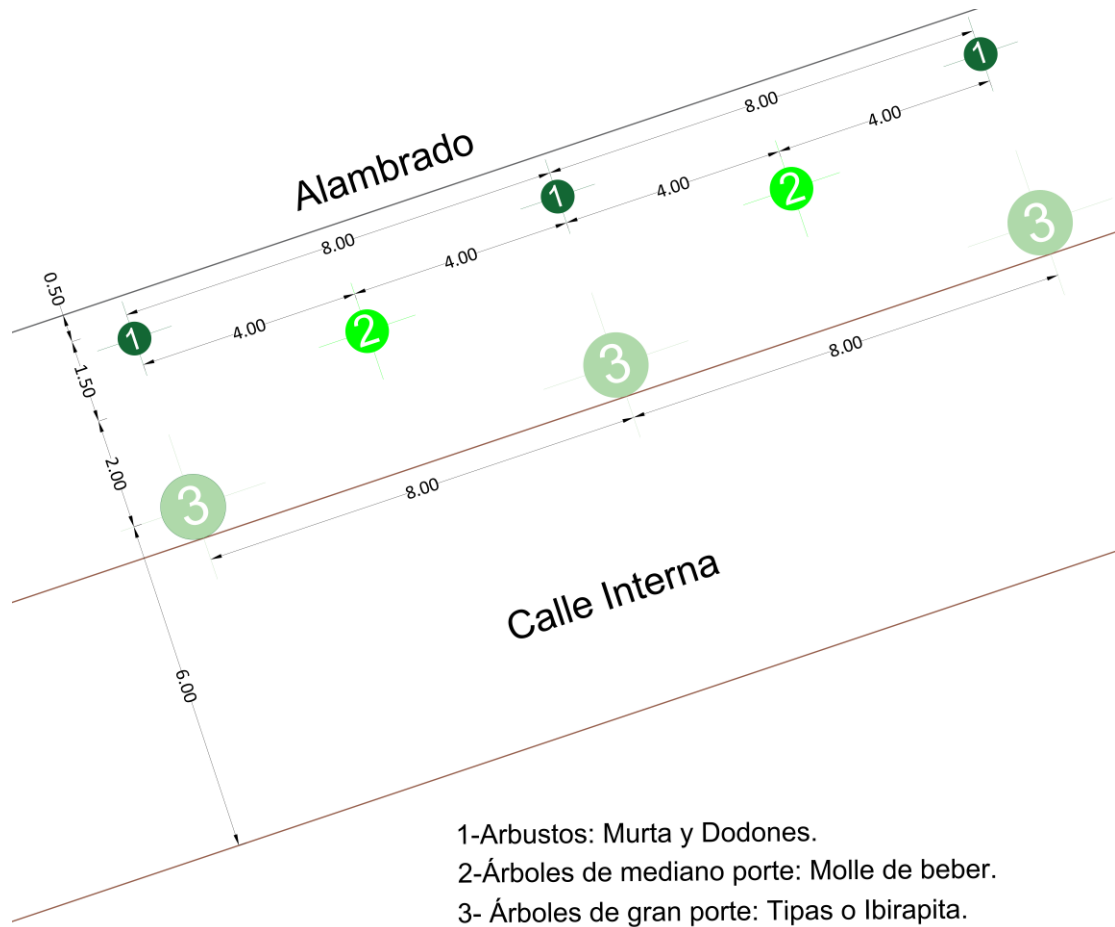


Figura 10.103 | Esquema cortinas Forestales

Fuente: Elaboración propia.

En las siguientes imágenes se pueden observar fotos de las especies seleccionada.



Figura 10.104 | Especie Ibirapita (*Peltophorum dubium*)

Fuente: Crónicas del Sur del mundo.



Figura 10.105 | Especie Molle de Beber (*Lithraea molleoides*)

Fuente: ArgentiNat.



Figura 10.106 | Especie Murta (*Myrceugenia glaucescens*)

Fuente: plantasautoctonas



Figura 10.107 | Especie Dodonaea viscosa
Fuente: Biotiendaplantas

Sabiendo la distancia entre cada uno de los árboles y la longitud a plantar, se determinó la cantidad de cada especie que se necesita.

Especie	Cantidad
Tipas o Ibirapita	350
Molle de Beber	350
Murta y Dodenas	700
Total	1400

Tabla 10-37 | Especies para cortina forestal.
Fuente: Elaboración Propia.

11 CONCLUSION

Este proyecto ha representado un desafío tanto intelectual como práctico, permitiéndome aplicar y consolidar los conocimientos adquiridos a lo largo de mi formación universitaria. Durante su desarrollo, me enfrenté a diversos retos, entre los que sobresalió la necesidad de recopilar información precisa y relevante y, al mismo tiempo, profundizar en los diferentes sistemas de riego existentes y su aplicación en entornos forestales.

La visita al lugar de estudio y la interacción con expertos en la materia fueron elementos clave que me ayudaron a comprender en profundidad el contexto y a explorar las mejores alternativas posibles para implementar el riego con efluentes tratados de manera efectiva y sostenible. Este contacto directo con la realidad del proyecto me permitió enriquecer mi conocimiento y aportar soluciones más fundamentadas y adaptadas a las necesidades del entorno.

El riego forestal con efluentes tratados sería una herramienta esencial para mejorar la gestión sostenible del agua en la ciudad de Colón, pudiendo ofrecer soluciones que generen importantes beneficios para la comunidad local, al reducir los costos de suministro de agua potable y mejorar la resiliencia de los ecosistemas ante el cambio climático y la creciente demanda hídrica.

12 BIBLOGRAFIA

- “Gobierno de Entre Ríos. (2023). *Relevamiento Girsu: Colón*”. Recuperado el 5 de abril de 2023, de <http://www.entrerios.gov.ar/ambiente/userfiles/files/archivos/Plan%20Girsu/B%20-%20Gesti%C3%B3n%20de%20Residuos/9%20%20Relevamiento%20girsu/Fichas%20Tecnicas/Colon.pdf>
- “Welcome Argentina. (2023). *Barrio histórico de Colón*”. Recuperado el 10 de mayo de 2023, de <https://www.welcomeargentina.com/colon/barrio-historico.html>
- “Turismo Entre Ríos. (2023). *Historia de Colón*”. Recuperado el 12 de junio de 2023, de <https://www.turismoentrerios.com/colon/historia.htm>
- “Wikipedia. (2023). *Colón (Entre Ríos)*”. Recuperado el 20 de julio de 2023, de [https://es.wikipedia.org/wiki/Col%C3%B3n_\(Entre_R%C3%ADos\)](https://es.wikipedia.org/wiki/Col%C3%B3n_(Entre_R%C3%ADos))
- “Entre Ríos Total. (2023). *Parque industrial Colón*”. Recuperado el 15 de mayo de 2023, de <http://www.entreriostotal.com.ar/industria/parques/parque-industrial-colon.htm>
- “El Entre Ríos. (2023). *Parque industrial mixto: Ubicación y características del emprendimiento colonense*”. Recuperado el 10 de junio de 2023, de <https://www.elentrerios.com/actualidad/parque-industrial-mixto-ubicacin-y-caractersticas-del-emprendimiento-colonense.htm>
- “Ministerio de Turismo y Deportes de la Nación. (2023). *Plan estratégico de turismo sustentable Colón*”. Recuperado el 20 de julio de 2023, de https://www.argentina.gob.ar/sites/default/files/plan_estrategico_de_turismo_sustentable_colon.pdf
- “Argentina Turismo. (2023). *Colón*”. Recuperado el 5 de agosto de 2023, de <https://www.argentinaturismo.com.ar/colon>
- “Fiesta Nacional de la Artesanía”. (2023). *Fiesta de la artesanía*. Recuperado el 12 de septiembre de 2023, de <https://fiestadelaartesaniamur.ar/>
- “Entre Ríos Total. (2023). *Características de Colón*”. Recuperado el 18 de septiembre de 2023, de <http://www.entreriostotal.com.ar/colon/caracteristicas.php>
- “Weather Spark. (2023). *Historial del clima*”. Recuperado el 25 de septiembre de 2023, de <https://es.weatherspark.com/>
- “Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA).” *Carta de suelos de la República Argentina*.

“**Alemanni, M. E. (2012).** Reuso de aguas residuales tratadas para riego y su factibilidad de aplicación en la Región Andina de la Provincia de Río Negro.”

“**Observatorio del Agua MZA. Observatorio del Agua MZA**”. Recuperado el 15 de junio de 2023 de, <https://www.observatorioaguamza.com/>

Fundación Aquae. Tipos de riego. Recuperado el 10 de octubre de 2023 de <https://www.fundacionaquae.org/wiki/tipos-de-riego/>

“**New Holland Mitsui. Tipos de sistemas de riego agrícola**”. Recuperado el 23 de agosto de 2023, de <https://newhollandmitsui.com/agricultura/tipos-sistemas-riego-agricola/>

Chahin A. María Gabriela, Azocar B., Gustavo (2012). *Cultivo del Eucalipto*. Instituto de Investigaciones agropecuarias. Centro regional de investigación carillanca

“**Sembrar100. Sembrar100**”. Recuperado el 12 de octubre de 2023 de <https://www.sembrar100.com>.

“**Agromática. Agromática**”. Recuperado el 12 de octubre de 2023 de <https://www.agromatica.es>

Lamo Jiménez, J. (2023). *Manual de métodos de riego*.

Instituto de Investigación y Formación Agraria y Pesquera. (2010). *Manual de riego para agricultores: Módulo 2. Riego por superficie*.

Diana E. Díaz, Julián Licata, Alejandro Guido, Leonel Harrand y Andrés Mancini. (2023). Manual de buenas prácticas para el manejo sustentable de plantaciones forestales en la provincia de Entre Ríos.

“**iAgua. iAgua**”. Recuperado el 25 de octubre de 2023 de <https://www.iagua.es>

Pedrollo. Pedrollo. Recuperado el 25 de octubre de 2023 <https://www.pedrollo.com>

Cortés Martínez, F., Treviño Cansino, A., & Tomasini Ortiz, A. (2023). *Dimensionamiento de lagunas de estabilización*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Rocha, A. (2023). *Hidráulica de tuberías y canales*.

Metcalf & Eddy, Inc. Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización.

Lezcano, F. *Reutilización de los efluentes líquidos tratados del proceso avícola*.

“**Wikipedia. Departamento Colón (Entre Ríos)**”. Recuperado el día 12 de enero de 2024, de https://es.wikipedia.org/wiki/Departamento_Col%C3%B3n_%28Entre_R%C3%ADos%29

“**Gobierno de Colón. Organigrama.**” Recuperado el día 5 de febrero de 2024, de <https://colon.gov.ar/gobierno/organigrama/>

“WeatherSpark. *Clima promedio en Colón, Argentina durante todo el año*”. Recuperado el día 18 de marzo de 2024, de <https://es.weatherspark.com/y/29005/Clima-promedio-en-Col%C3%B3n-Argentina-durante-todo-el-a%C3%B1o>

“Blogspot. *La reutilización del agua residual*”. Recuperado el día 22 de abril de 2024 de <http://reutilizaciondeaguas.blogspot.com/2015/04/la-reutilizacion-del-agua-residuales.html>

“Observatorio del Agua MZA. *Plantas: PTEC Campo Espejo y Acre*”. Recuperado el día 10 de mayo de 2024 de, <https://www.observatorioaguamza.com/es/plantas/ptec-campo-espejo-y-acre>

“Google Earth. *Google Earth*”. Recuperado el día 15 de junio de 2024 de, <https://earth.google.com>

Gobierno de Entre Ríos (2015). *Resolución Provincial N.º 554.*

“ICO. *Cartilla de riego tecnificado GAP*”. Recuperado el día 15 de febrero 2024, de https://ico-bo.org/wp-content/uploads/2019/09/Cartilla_Riego_Tecnificado_GAP_web.pdf

“Programa de Servicios Agrícolas Provinciales (PROSAP). *Sistema de riego por goteo*”. Recuperado el día 20 de mayo de, <http://www.prosap.gov.ar/Docs/3-%20Sistema%20de%20riego%20por%20goteo.pdf>.

Lamo Jiménez, J. (2021). *Manual. Métodos de riego.* Aula virtual Facultad de Ciencias Agrarias y Forestales UNLP.

“Instituto de Investigación y Formación Agraria y Pesquera”. (2018). *Manual de riego para agricultores: Módulo 2. Riego por superficie.*

Serman y Asociados. (2023). *Informe 4 – Etapa 2 – Colón, sistema de tratamiento de aguas residuales y emisario para las ciudades de Concepción del Uruguay, Colón y San José.*

CIRSOC. Centro de investigación de los reglamentos nacionales de seguridad para las obras civiles (2005). Reglamento CIRSOC 201-2005 “Reglamento argentino de estructuras de hormigon” . INTI-Ciudad autónoma de Buenos Aires, Argentina

Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. (s.f). CONAGUA

Vernia, V. (2017-2018). *Bombeo solar.*

Enertik. Catálogo Enertik Recuperado el día 16 de julio de 2024 de, <https://enertik.com/ar/>

ADN Solar. *Catálogo ADN Solar.* Recuperado el día 16 de julio de 2024 de <https://adnsolar.com.ar/>

13 ANEXOS

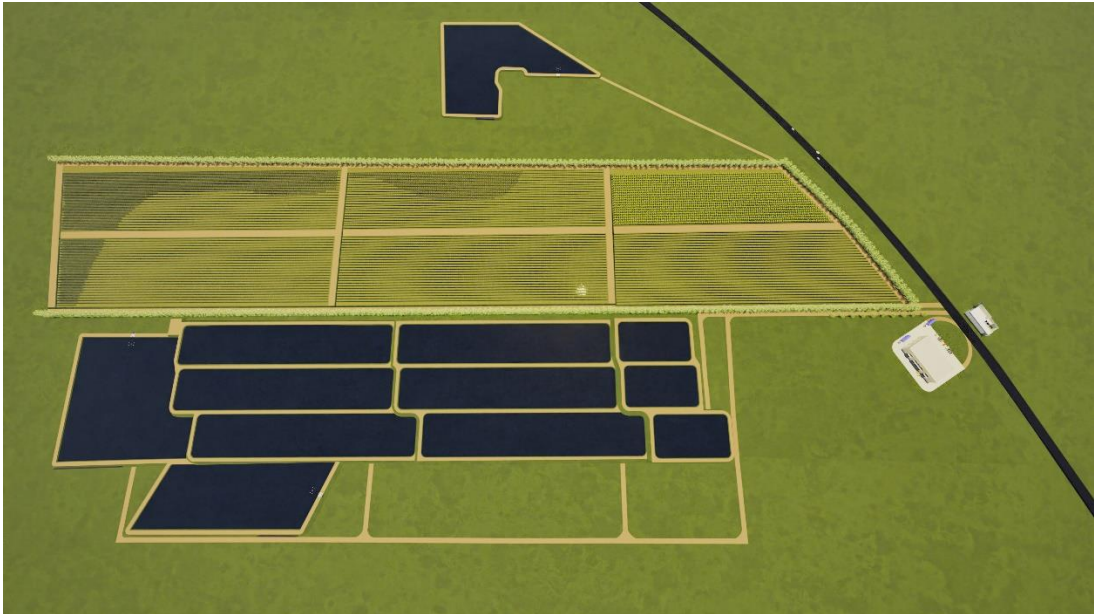


Figura Anexo: A-1.1: Render vista general



Figura Anexo: A-1.2: Laguna reservorio 1.

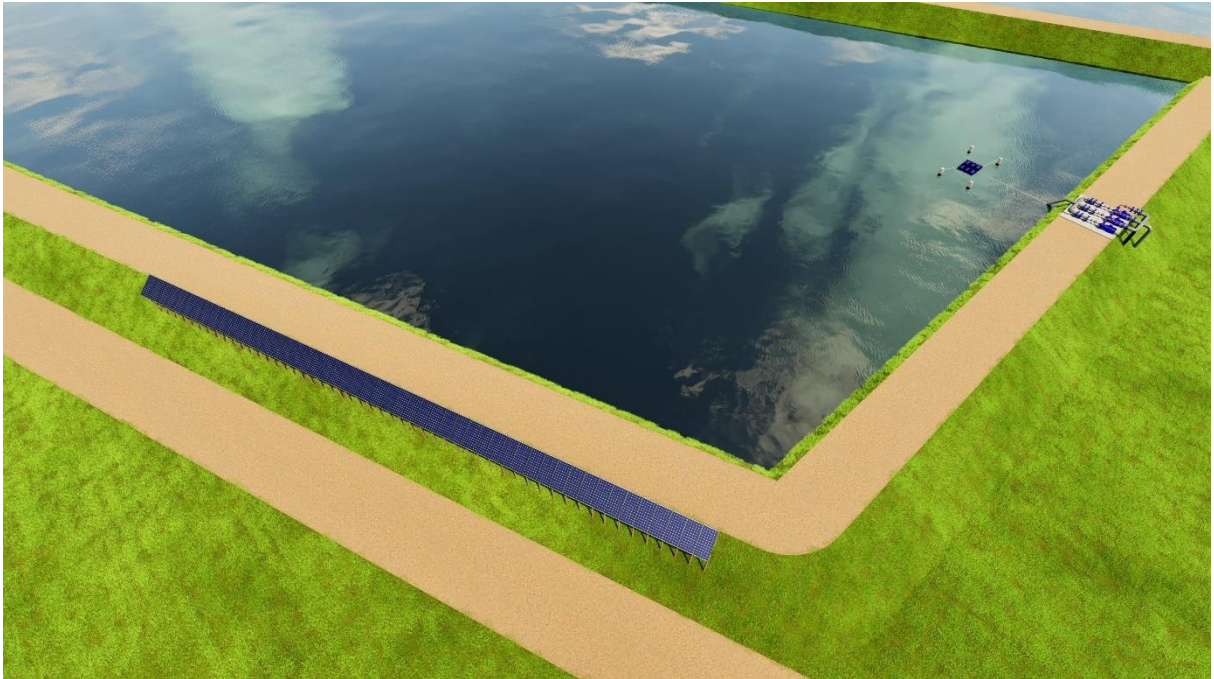


Figura Anexo: A-1.3: Laguna reservorio 2.



Figura Anexo: A-1.4: Laguna reservorio 3.



Figura Anexo: A-1.5: Cámara repartidora.



Figura Anexo: A-1.6: Cámara repartidora.

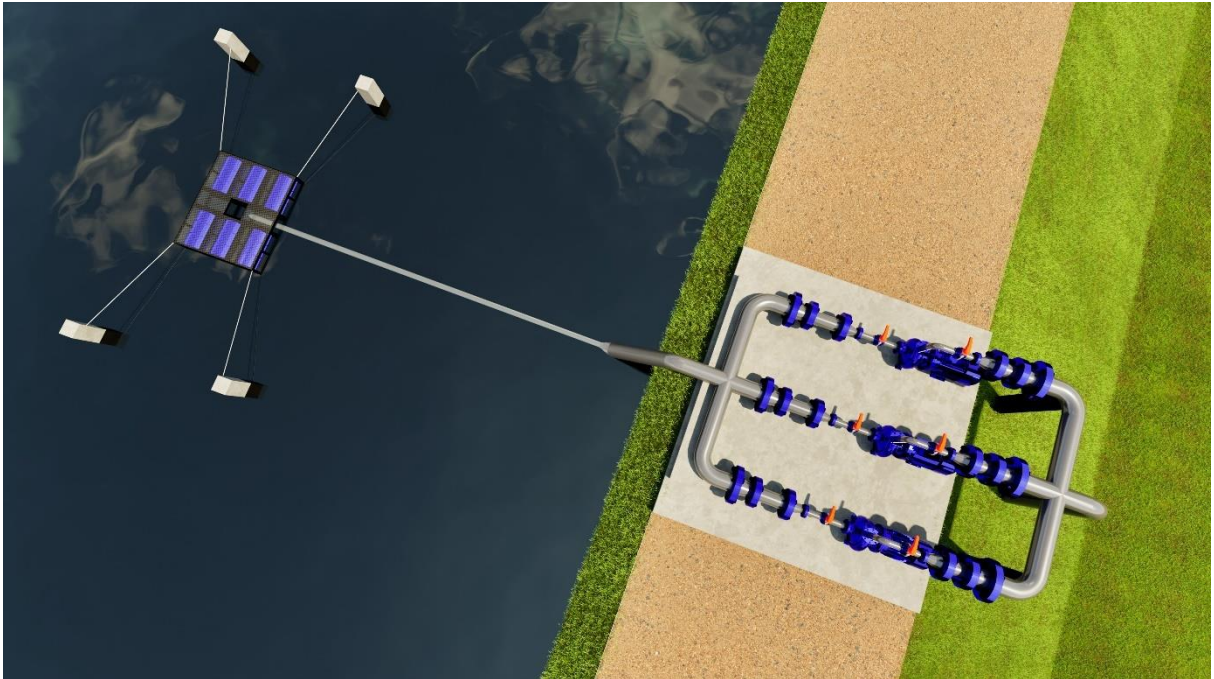


Figura Anexo: A-1.7: Toma flotante y bombas

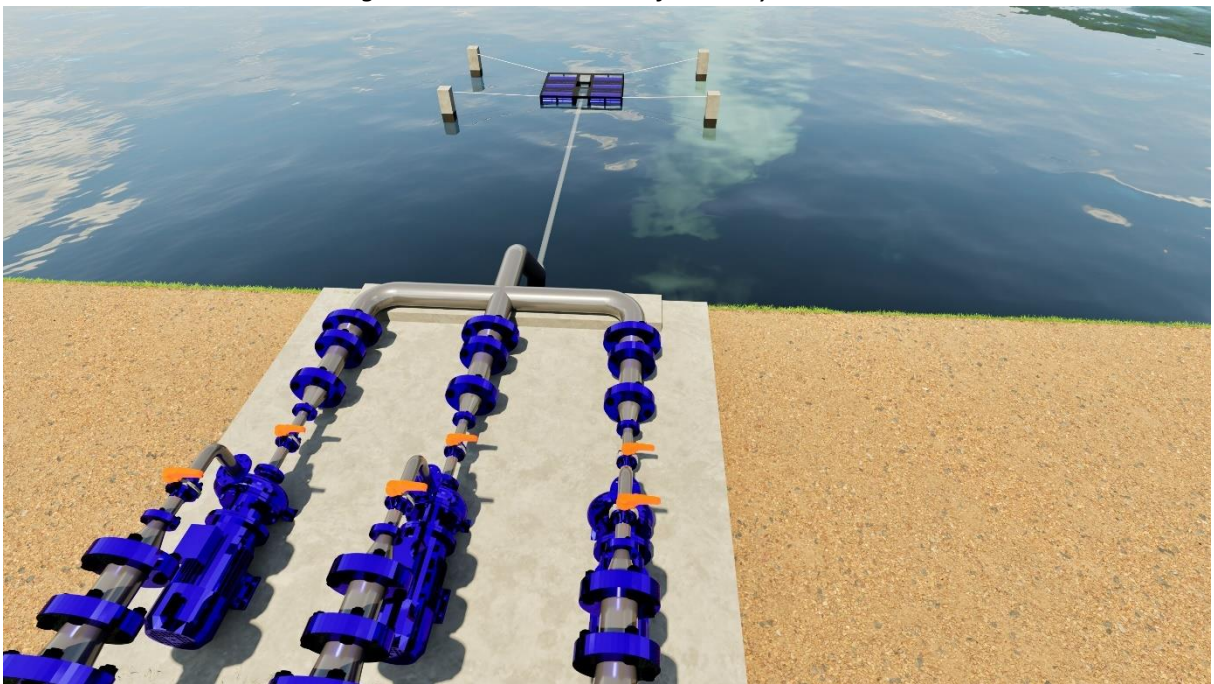


Figura Anexo: A-1.8: Toma flotante y bombas

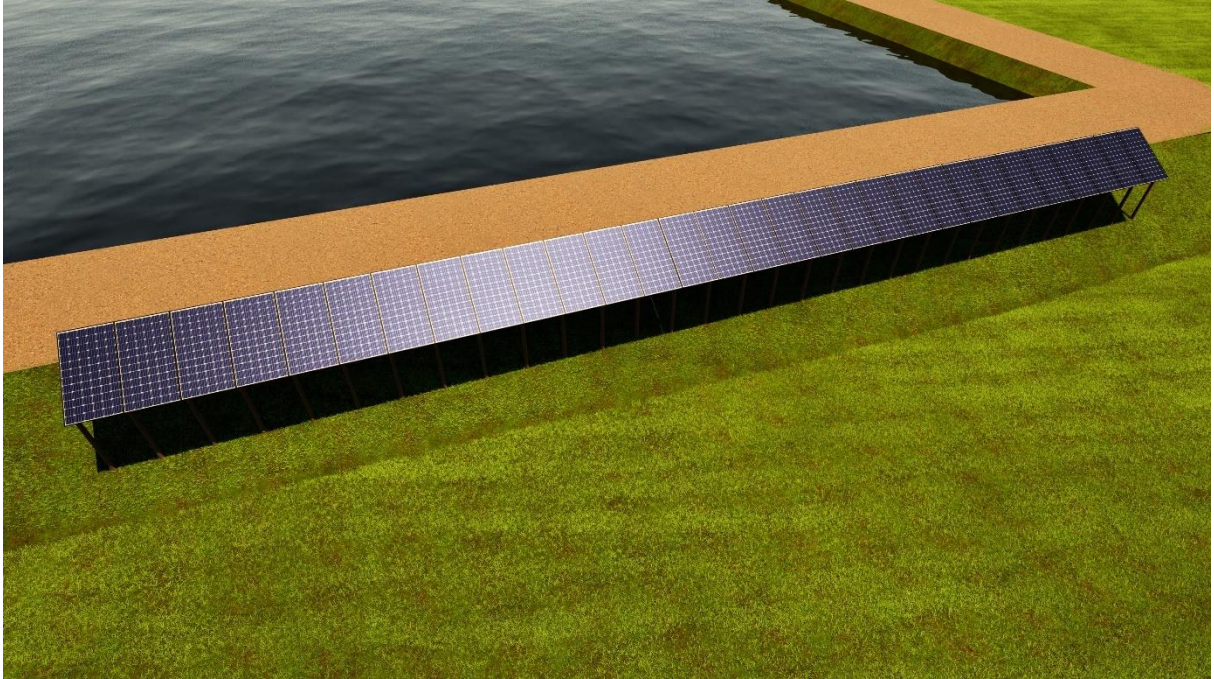


Figura Anexo: A-1.9: Paneles solares



Figura Anexo: A-1.10: Paneles solares



Figura Anexo: A-1.11: Plantaciones




Figura Anexo: A-1.12: Plantaciones

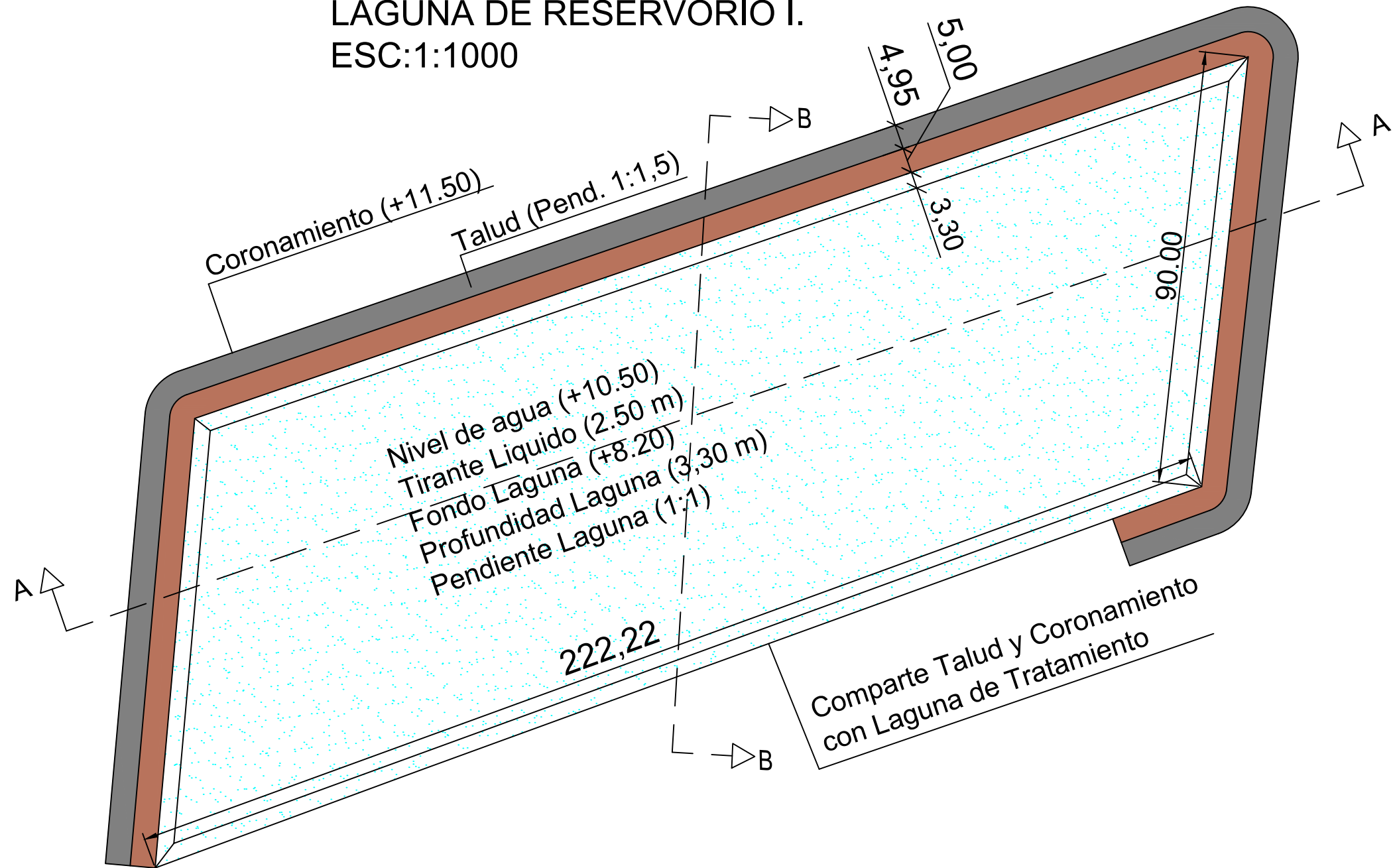


Figura Anexo: A-1.13: Plantaciones

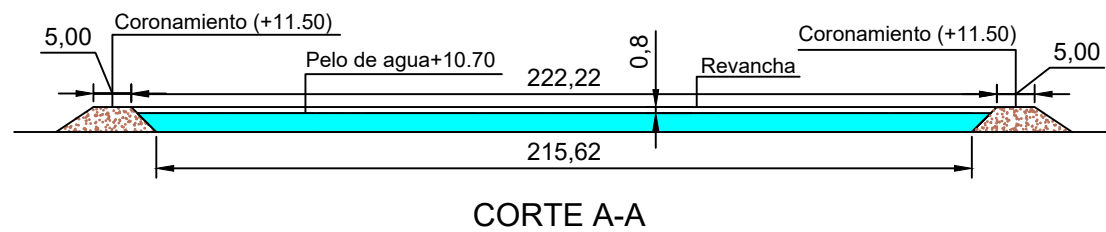


PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PLANO: IMPLANTACIÓN DE LAGUNAS	Escala: 1:4000	Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
		Fecha: SEPT. 2024	
		Formato: A3 - 420mmx297mm	N° PLANO 01

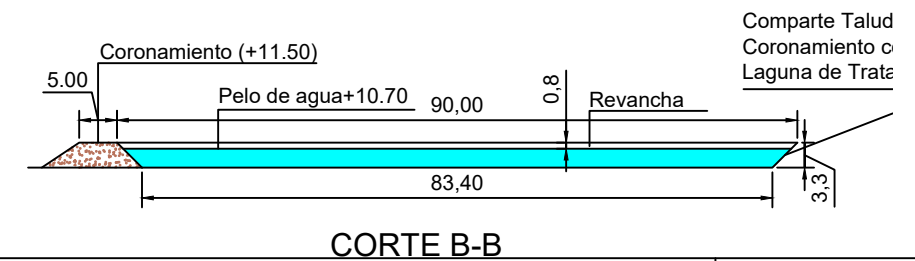
LAGUNA DE RESERVORIO I.
ESC:1:1000




LAGUNA DE RESERVORIO I.
CORTE A-A
ESC:1:1000

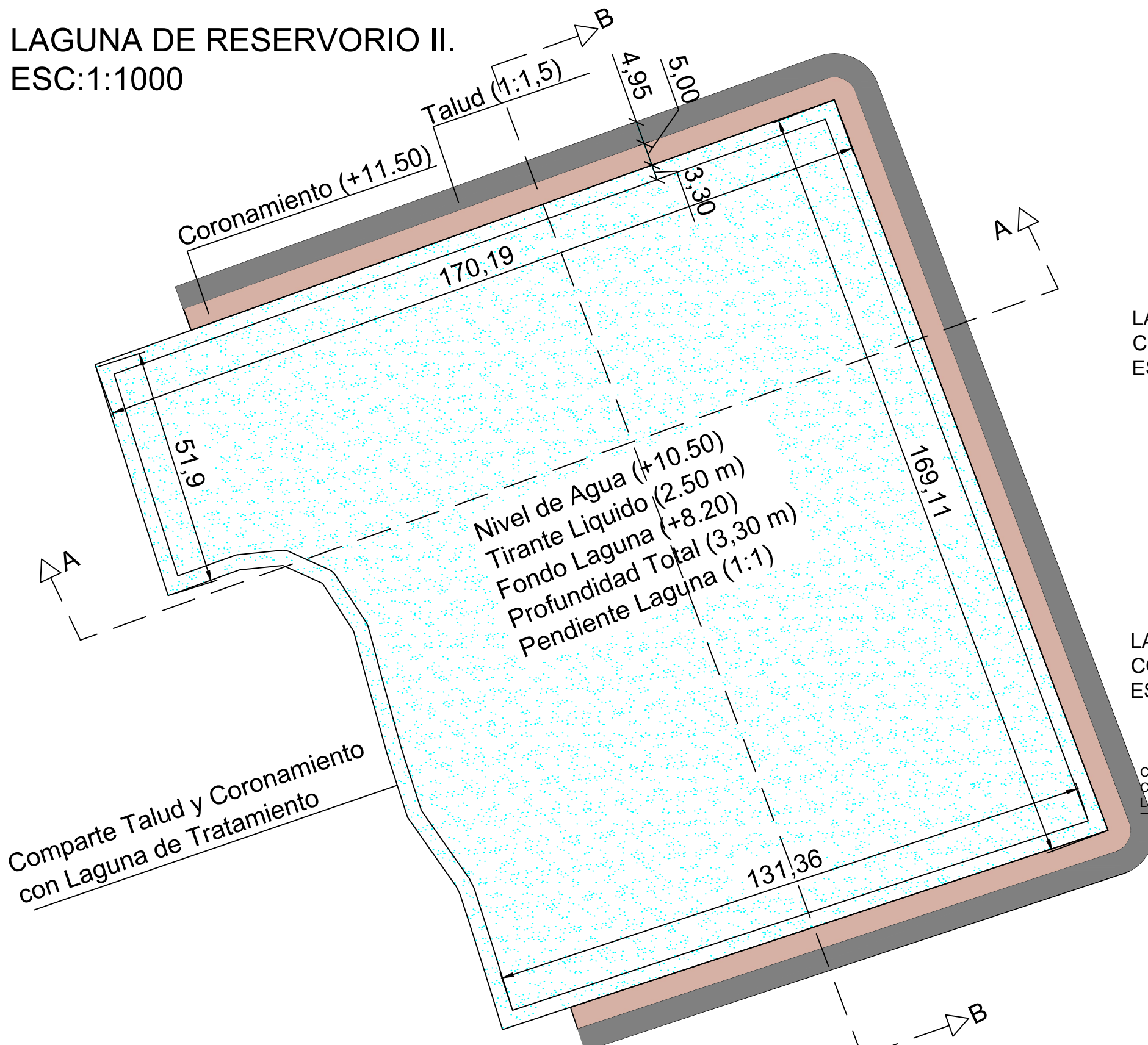


LAGUNA DE RESERVORIO I.
CORTE B-B
ESC:1:1000

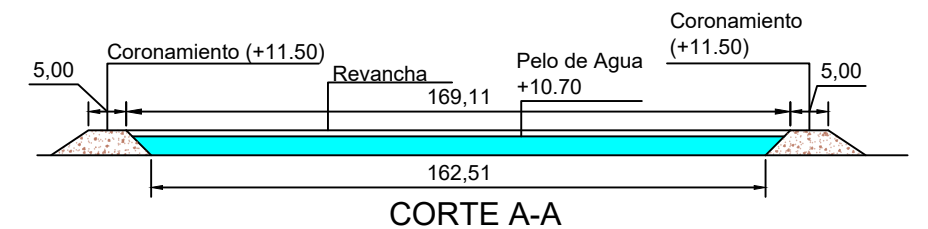


PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PLANO: LAGUNA DE RESERVORIO 1	Escala: 1:1000	Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
		Fecha: Sep. 2024	
		Formato: A3 - 420mmx297mm	N° PLANO 02

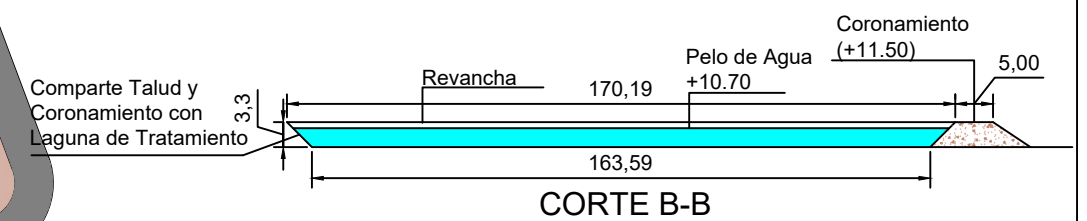
LAGUNA DE RESERVORIO II.
ESC:1:1000




LAGUNA DE RESERVORIO II.
CORTE A-A
ESC:1:1000

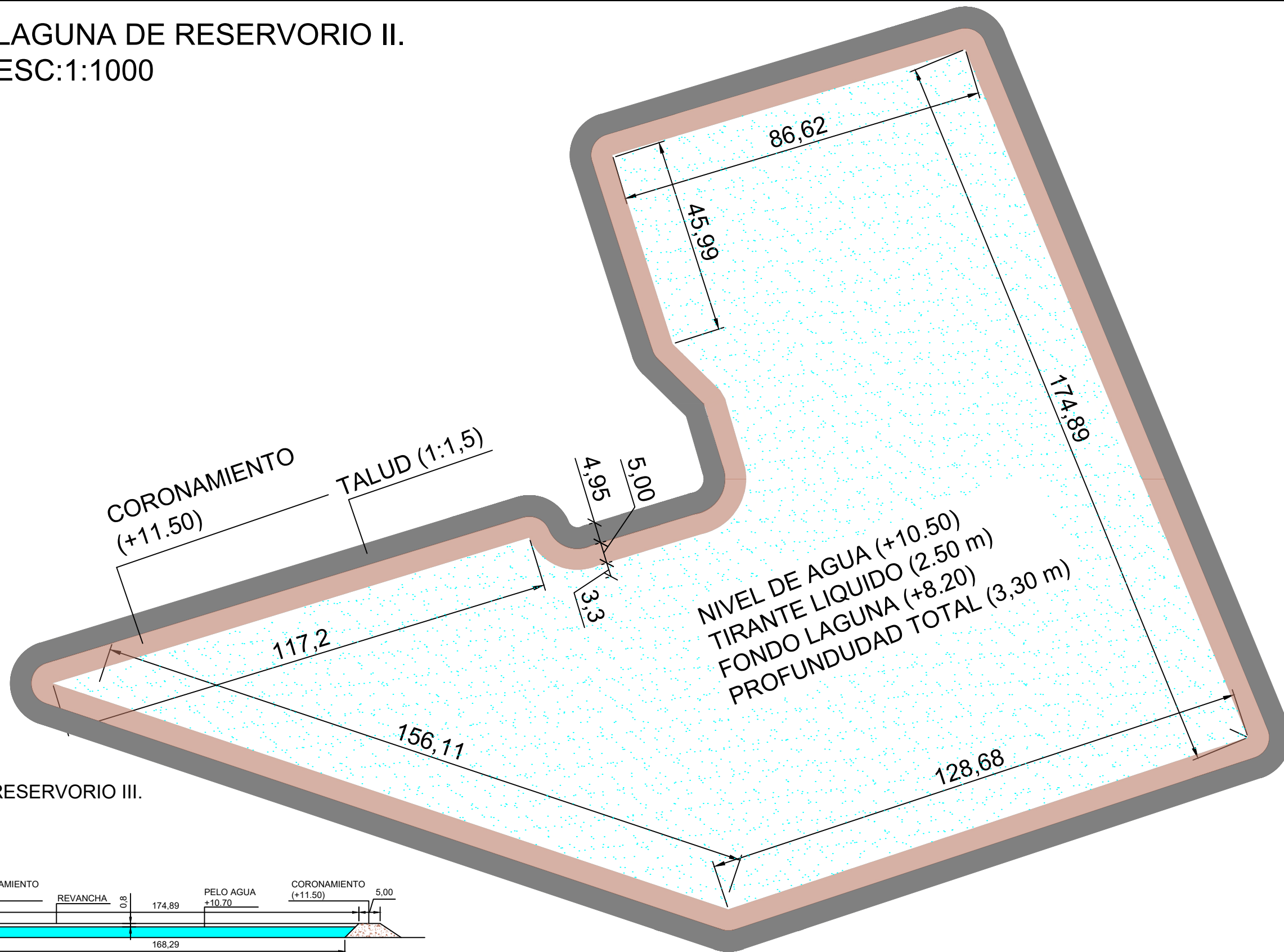


LAGUNA DE RESERVORIO II.
CORTE B-B
ESC:1:1000

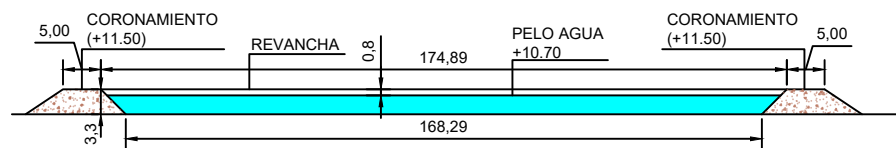


<p>PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"</p>		<p>Alumna: Hoffman, Diana Estefanía</p>	
 Facultad Regional Concepción del Uruguay	<p>PLANO: LAGUNA DE RESERVORIO 2</p>	<p>Escala: 1:1000</p>	<p>Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.</p>
		<p>Fecha: Sep. 2024</p>	
		<p>Formato: A3 - 420mmx297mm</p>	<p>N° PLANO 03</p>

LAGUNA DE RESERVORIO II.
ESC:1:1000

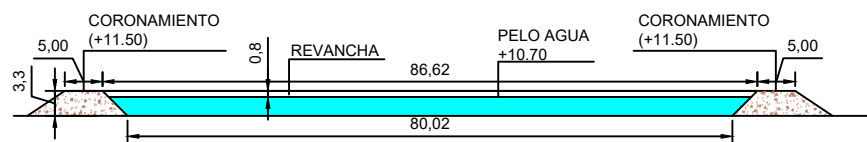


LAGUNA DE RESERVORIO III.
CORTE A-A
ESC:1:1000




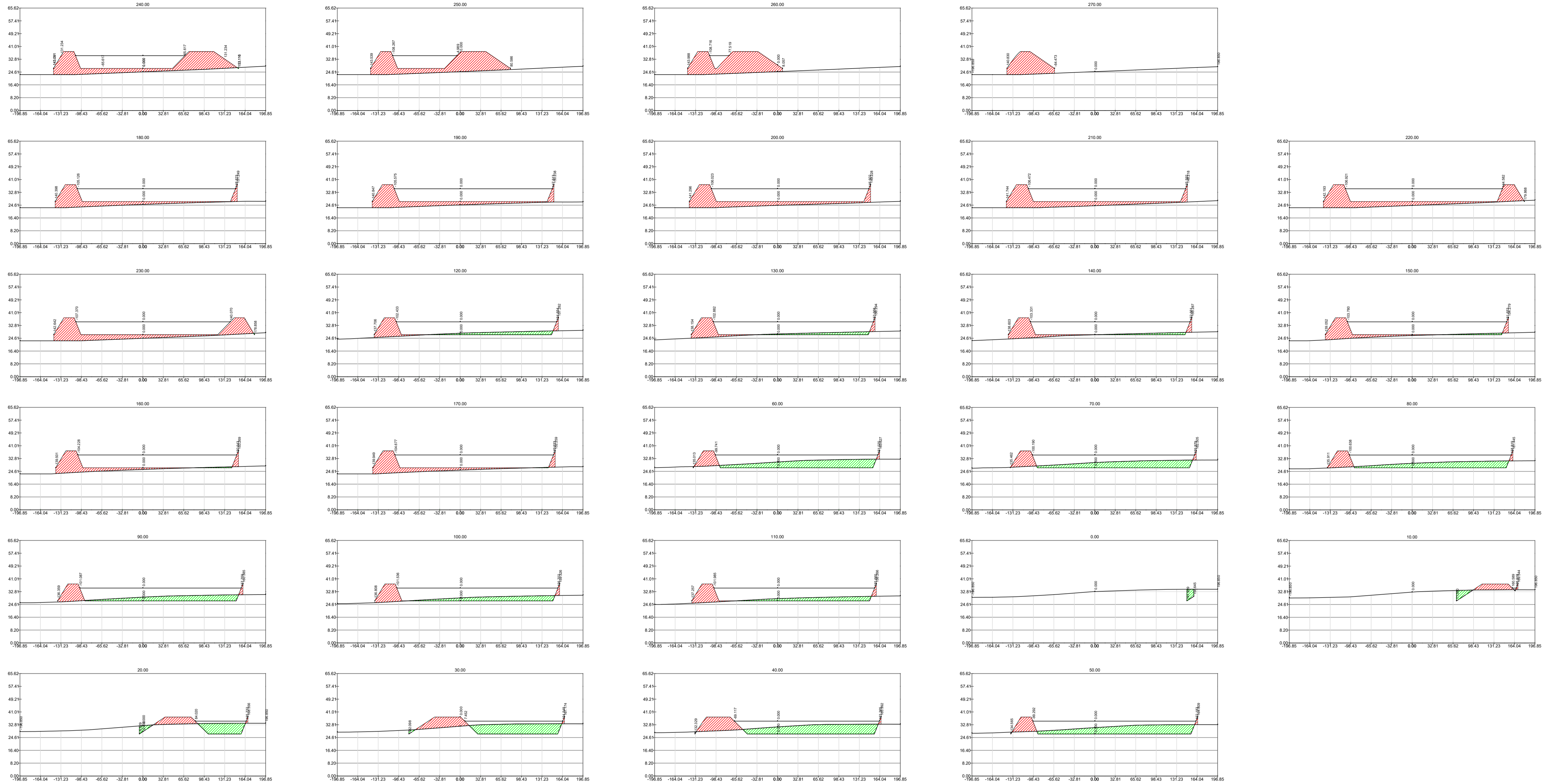
CORTE A-A

LAGUNA DE RESERVORIO III.
CORTE B-B
ESC:1:1000



CORTE B-B

PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PLANO: IMPLATACION	Escala: 1:1000	Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
		Fecha: Sep. 2024	
		Formato: A3 - 420mmx297mm	N° PLANO

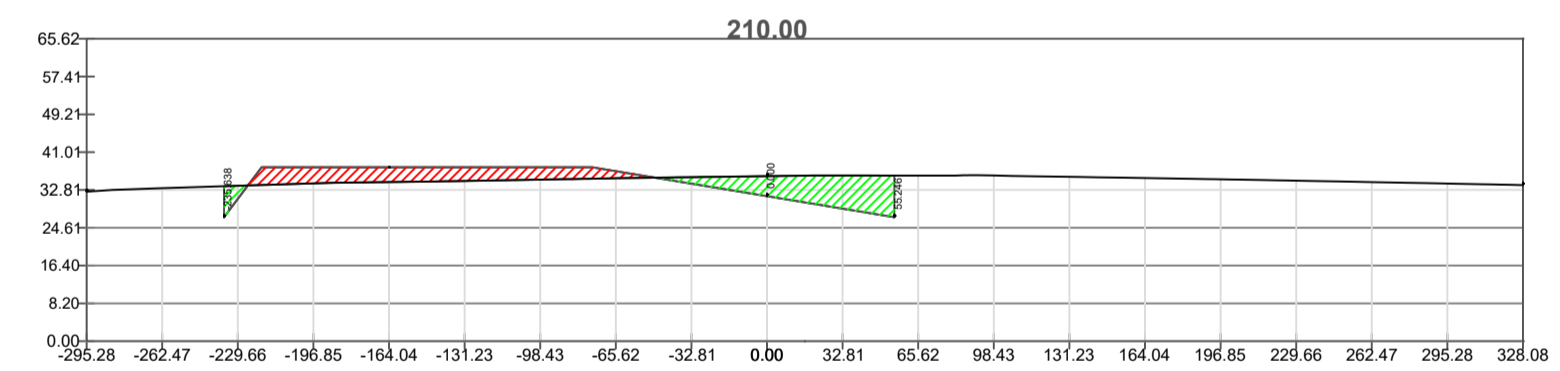
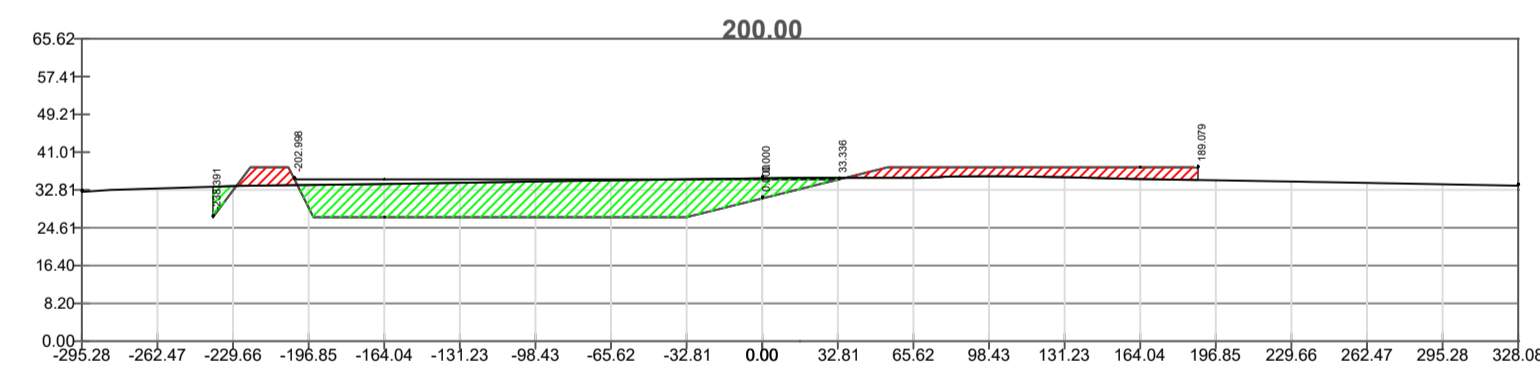
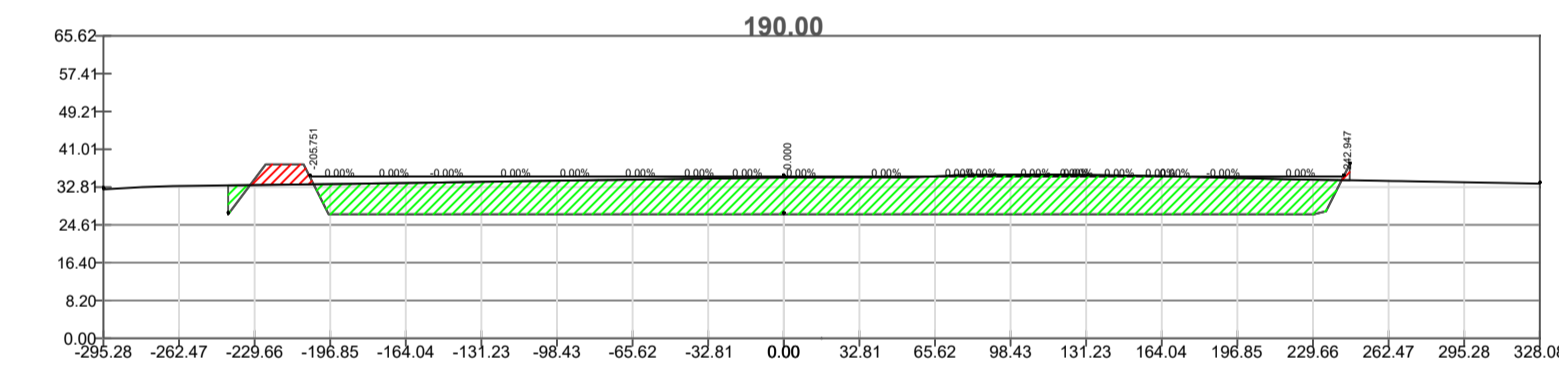
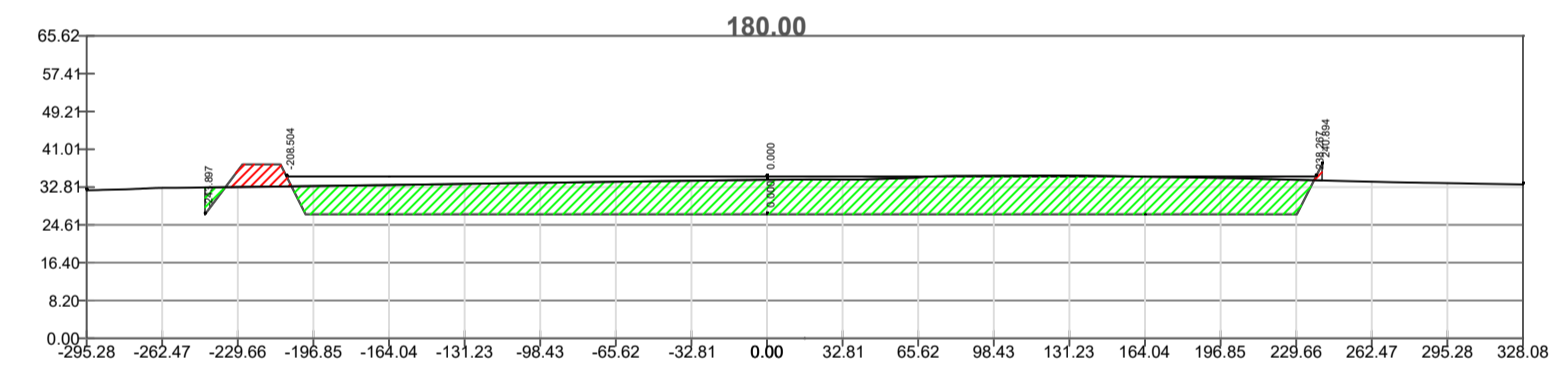
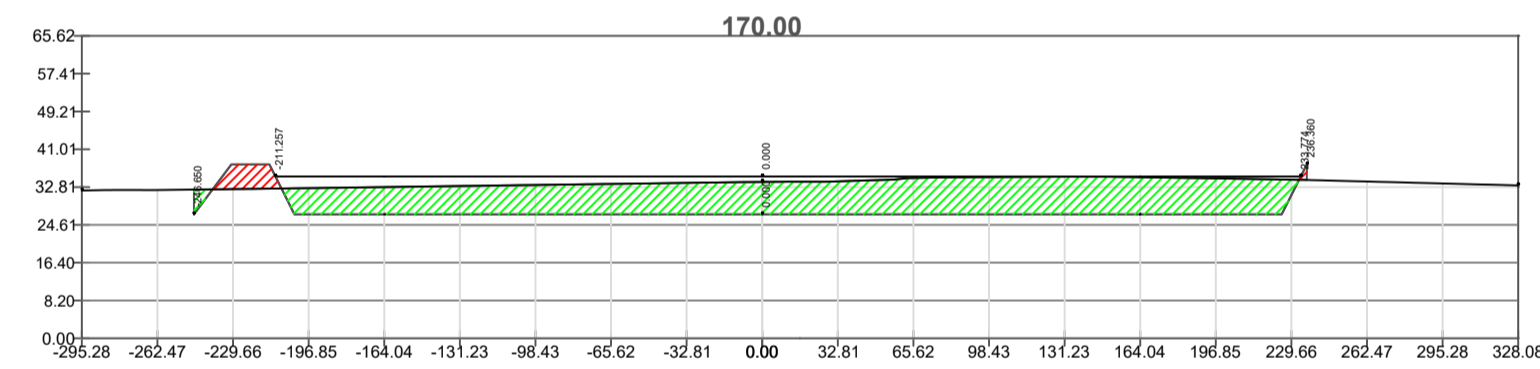
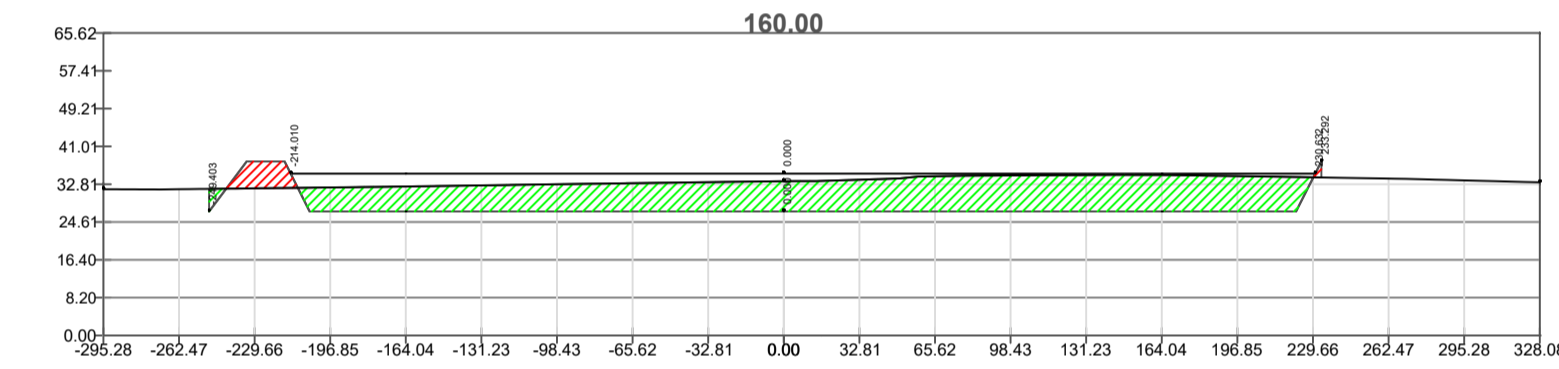
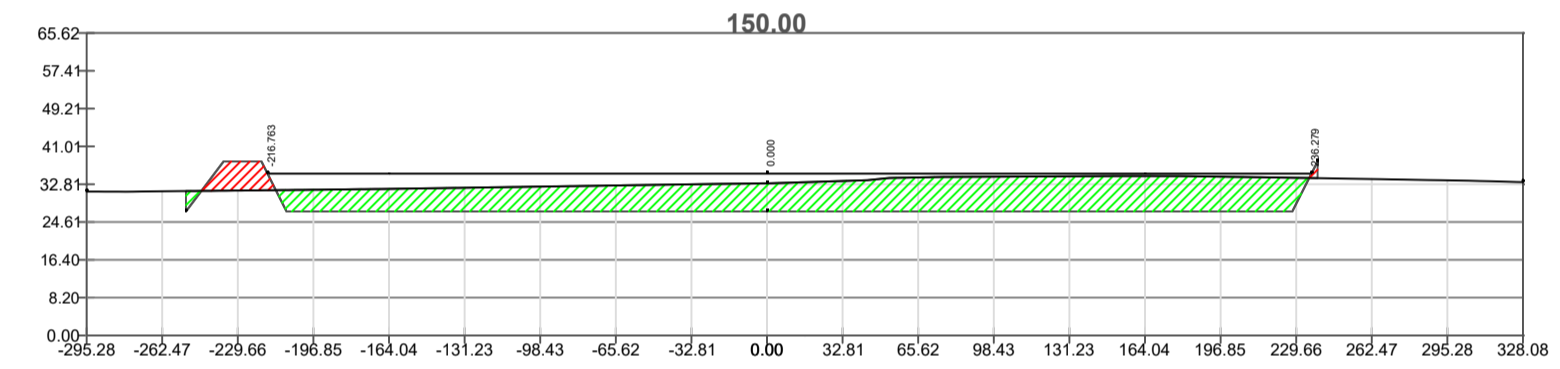
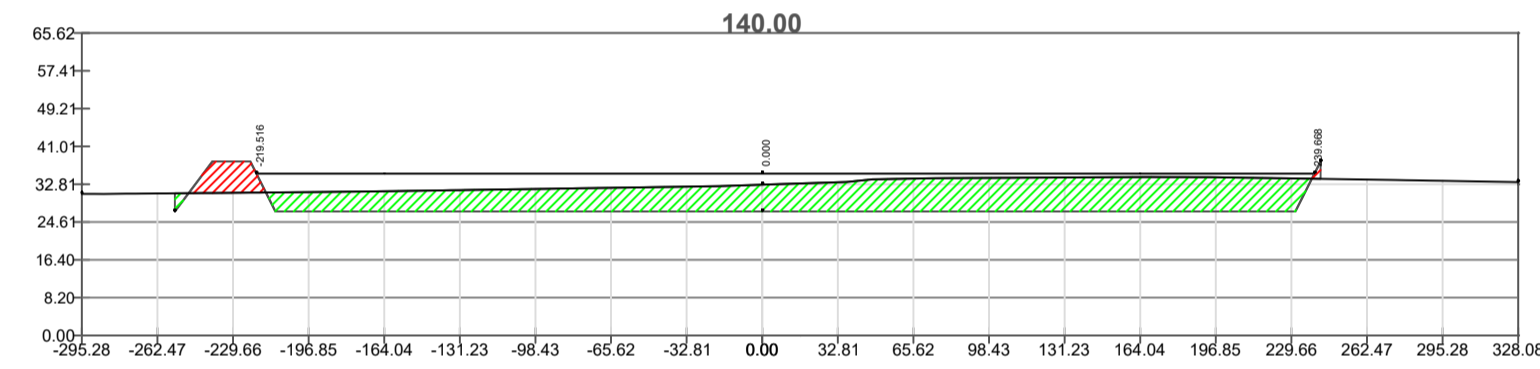
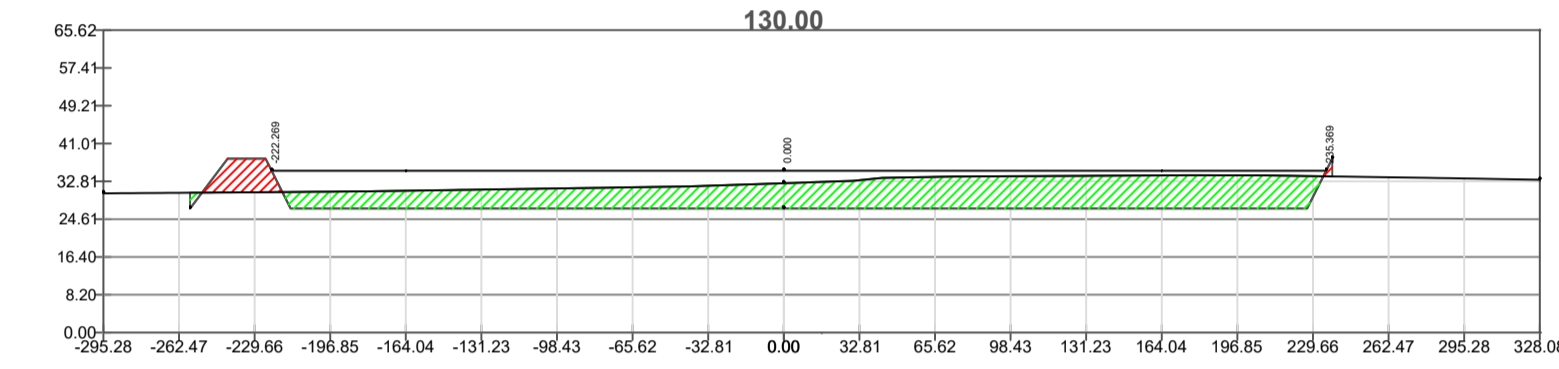
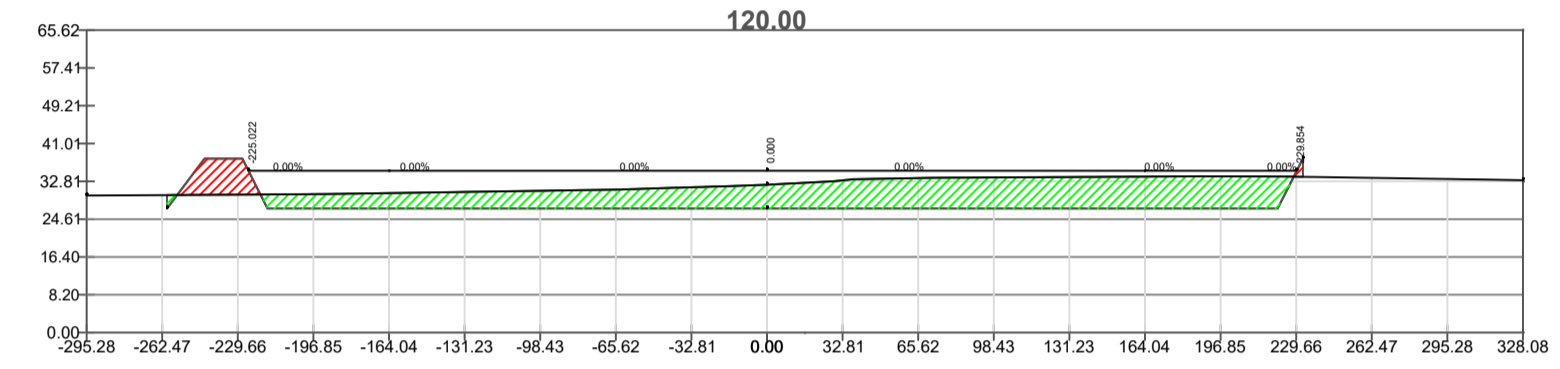
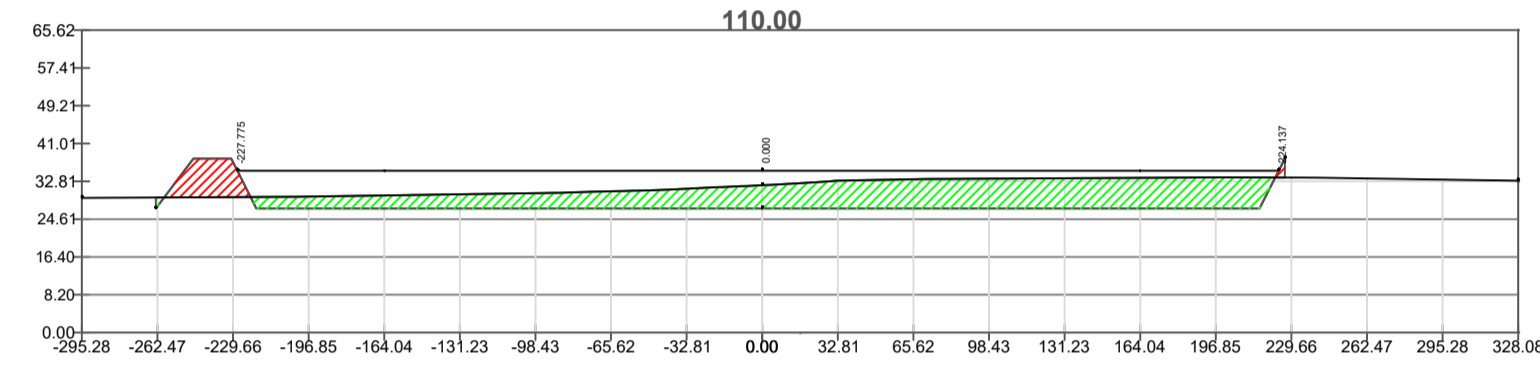
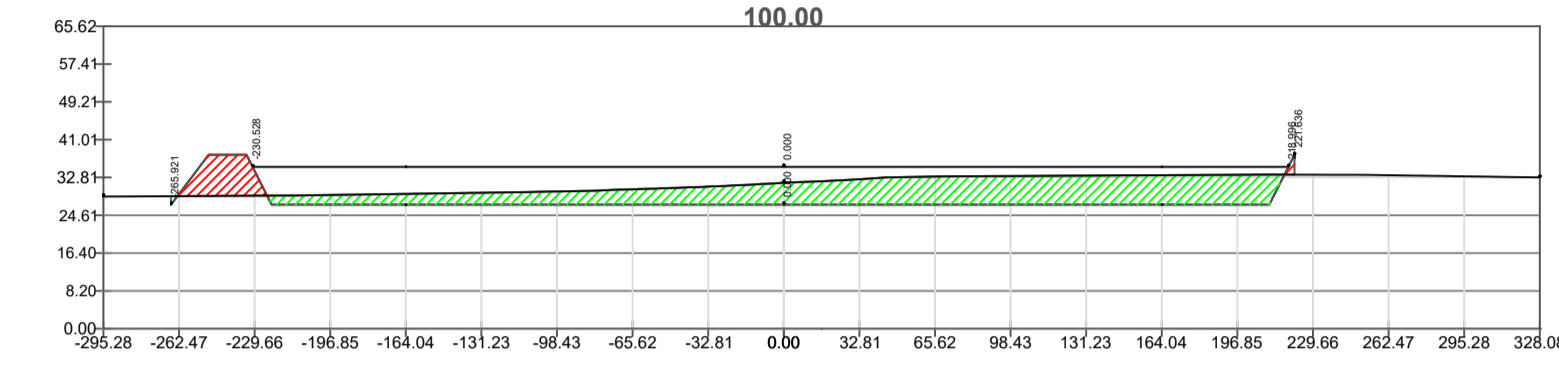
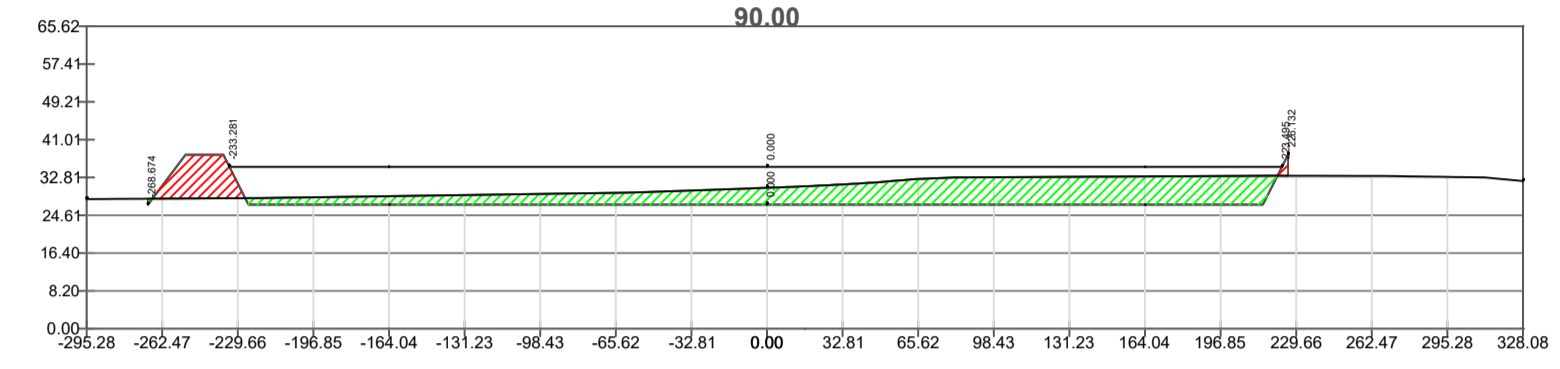
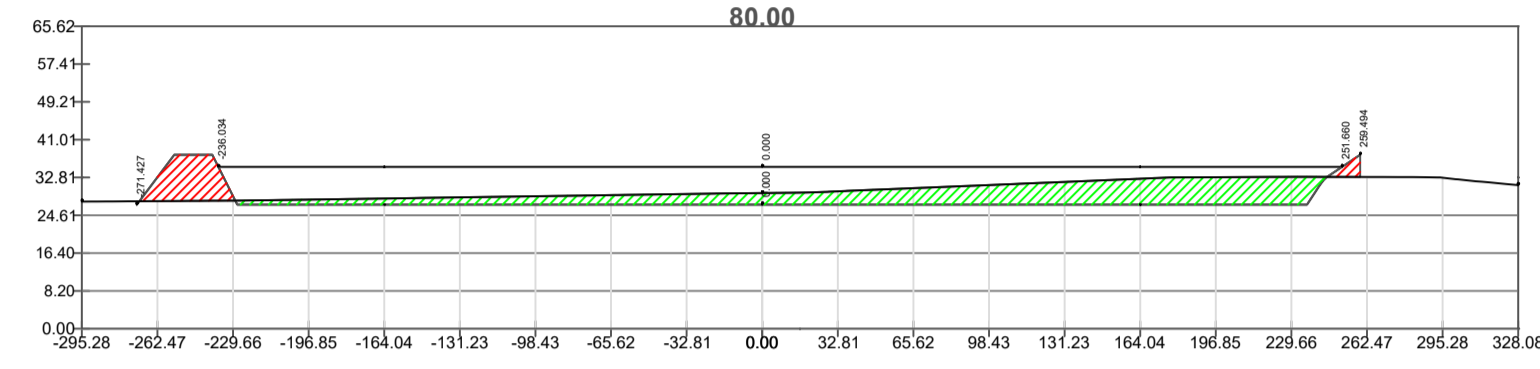
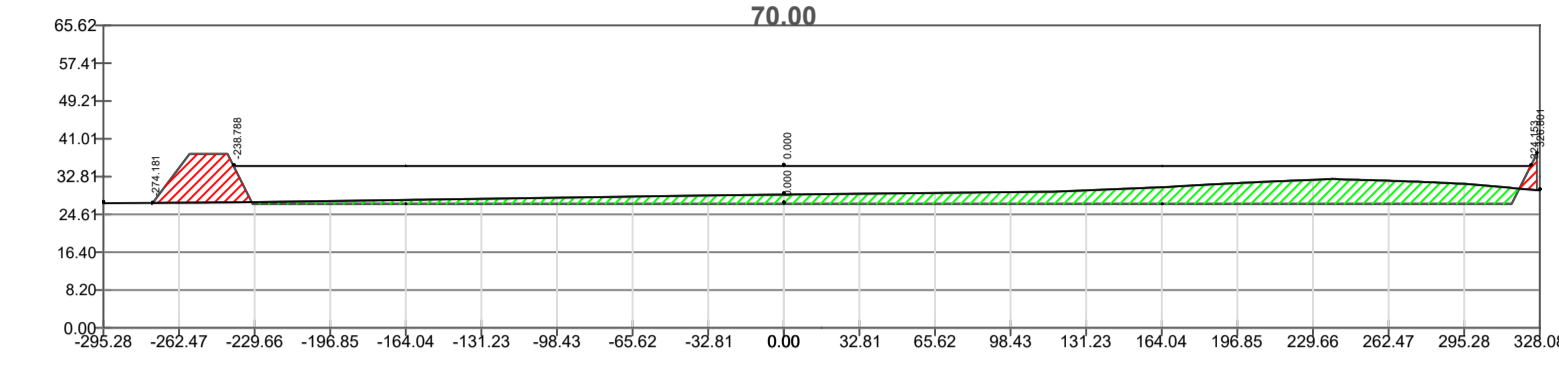
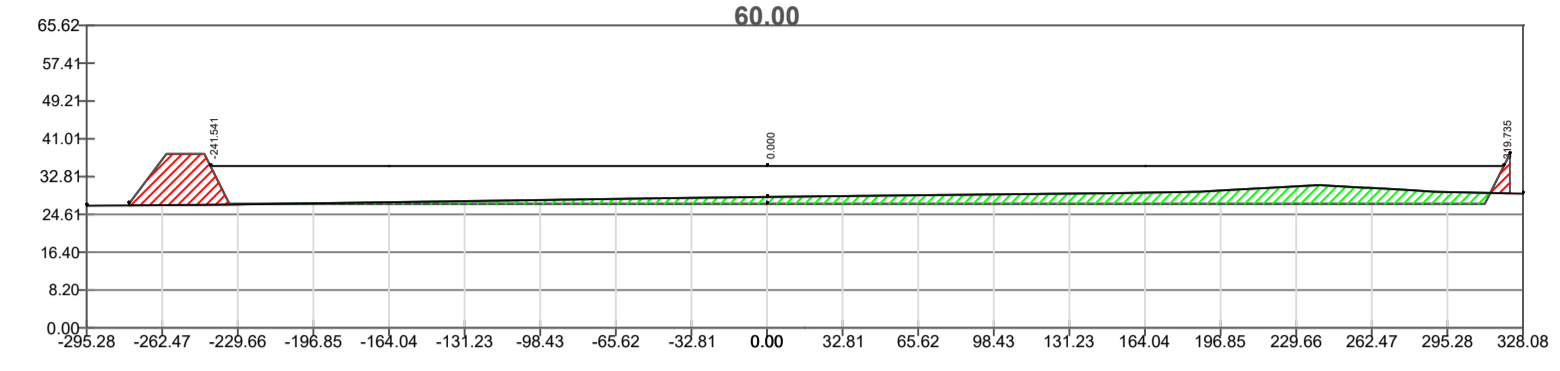
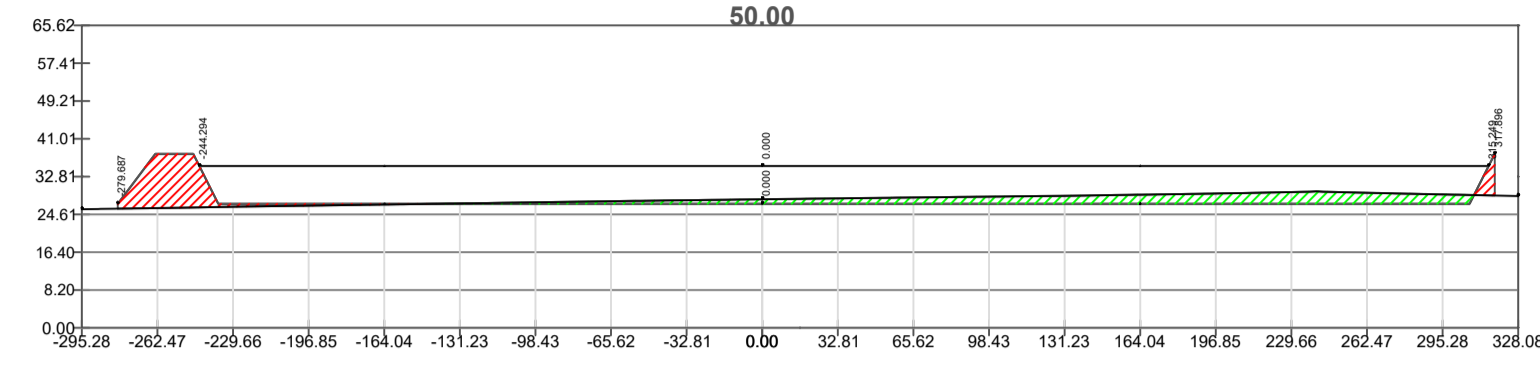
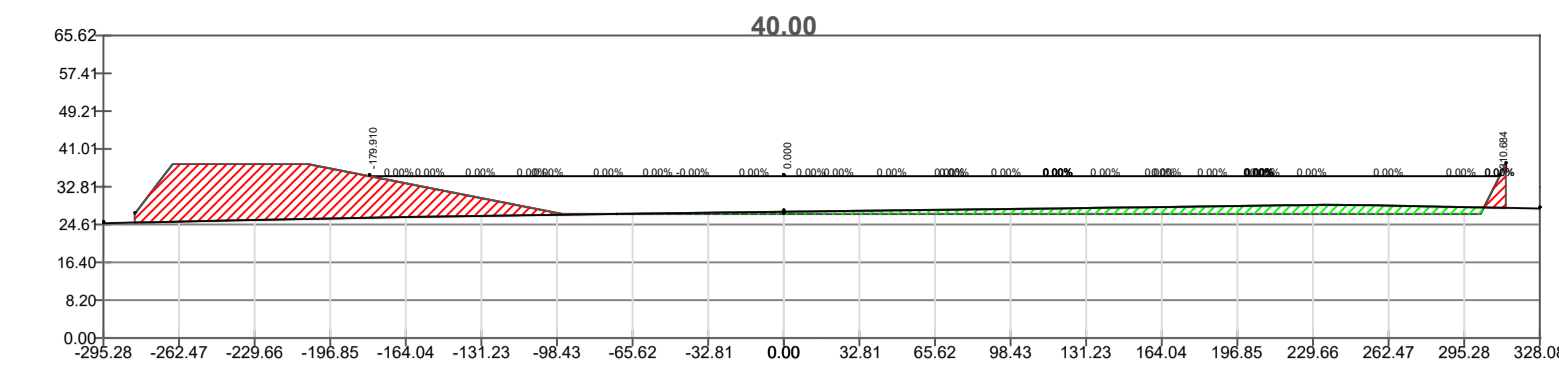
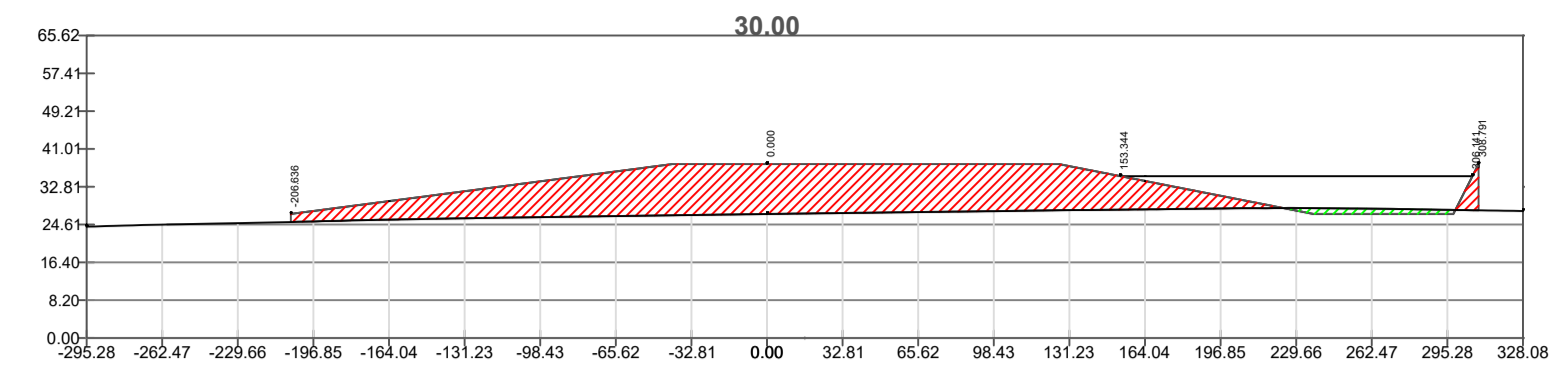
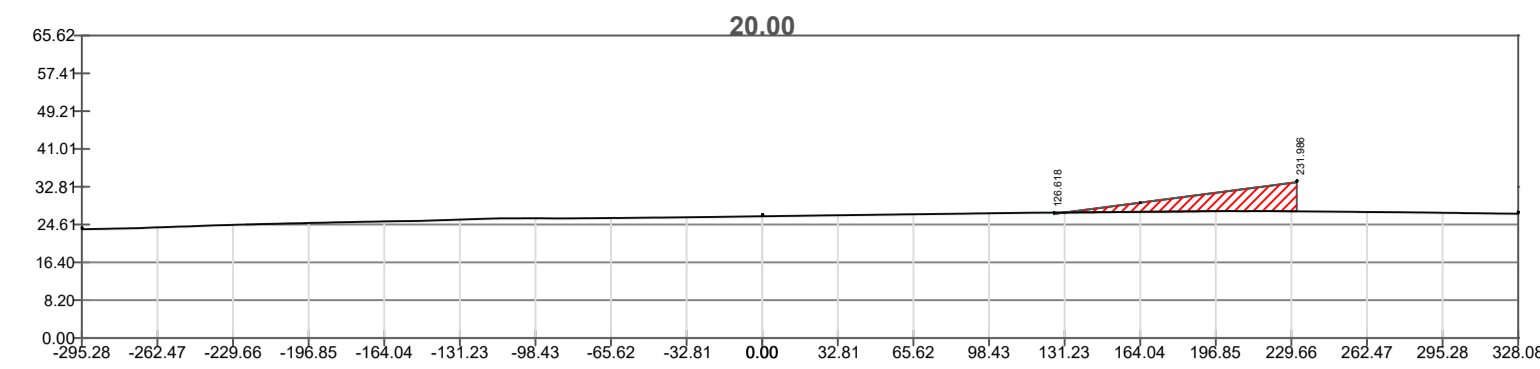


LAGUNA DE RESERVORIO I

Tabla de volúmenes totales							
P.K.	Área de desmonte	Área de terraplén	Vol. desmonte	Vol. terraplén	Vol. desmonte acum.	Vol. terraplén acum.	Volumen neto
0.00	66.09	6.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.00	90.02	8.36	90.65	139.25	118.56	139.25	-20.69
20.00	496.34	46.11	340.47	315.55	563.88	454.80	109.08
30.00	885.03	82.22	802.08	465.73	1612.96	920.53	692.43
40.00	1118.86	103.95	1163.54	630.09	3134.82	1550.62	1584.20
50.00	1115.06	103.59	1297.11	525.89	4831.38	2076.51	2754.87
60.00	998.64	92.78	1227.31	382.47	6436.63	2458.98	3977.65
70.00	880.54	81.81	1091.13	405.35	7863.78	2864.33	4999.45
80.00	755.13	70.15	949.75	431.89	9106.00	3296.22	5809.78
90.00	626.43	58.20	802.20	456.81	10155.23	3763.03	6392.20
100.00	500.27	46.48	654.21	501.35	11010.91	4264.39	6746.53
110.00	383.60	35.64	513.22	534.06	11882.18	4798.45	6883.73
120.00	278.55	25.88	384.47	572.87	12185.05	5371.32	6813.73
130.00	184.39	17.13	268.80	623.13	12536.63	5994.44	6542.18
140.00	104.21	9.68	167.57	692.42	12755.81	6686.86	6068.95
150.00	50.93	4.73	90.08	793.61	12873.63	7480.47	5393.16

Tabla de volúmenes totales							
P.K.	Área de desmonte	Área de terraplén	Vol. desmonte	Vol. terraplén	Vol. desmonte acum.	Vol. terraplén acum.	Volumen neto
160.00	19.18	1.78	40.71	922.04	12926.87	8402.52	4524.36
170.00	3.28	0.30	13.04	1056.43	12943.93	9458.95	3484.98
180.00	0.00	0.00	1.90	1186.08	12946.42	10645.03	2301.39
190.00	0.00	0.00	0.00	1305.13	12946.42	11950.15	996.26
200.00	0.00	0.00	0.00	1412.78	12946.42	13362.93	-416.51
210.00	0.00	0.00	0.00	1478.63	12946.42	14841.56	-1895.14
220.00	0.27	0.02	0.16	1641.10	12946.62	16482.66	-3536.04
230.00	0.55	0.05	0.47	1812.62	12947.24	18295.27	-5348.04
240.00	0.54	0.05	0.63	2074.87	12948.06	20370.14	-7422.08
250.00	0.00	0.00	0.31	2289.53	12948.47	22659.67	-9711.20
260.00	0.00	0.00	0.00	2199.12	12948.47	24858.79	-11910.32
270.00	0.00	0.00	0.00	1995.22	12948.47	26854.00	-13505.53
280.00	0.00	0.00	0.00	528.78	12948.47	26982.78	-14034.31
290.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12948.47	26982.78	-14034.31
300.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12948.47	26982.78	-14034.31
307.81	0.00	0.00	0.00	0.00	12948.47	26982.78	-14034.31

PROYECTO FINAL DE CARRERA
"RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"
 Alumna: Hoffman, Diana Estefanía
 Escala: 1:1000
 Docentes: - Ing. Raffo, Fernando.
 - Ing. Penon, Luciano.
PLANO: PERFILES LAGUNA DE RESERVORIO I.
 Fecha: Sep. 2024
 Formato: A1 - 841mmx594mm
 N° PLANO 05



LAGUNA DE RESERVORIO II

Tabla de volúmenes totales							
P.K.	Área de desmonte	Área de terraplén	Vol. desmonte	Vol. terraplén	Vol. desmonte acum.	Vol. terraplén acum.	Volumen neto
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20.00	0.06	28.88	0.38	160.26	0.38	160.26	-159.88
30.00	6.98	312.12	44.03	1892.54	44.41	2052.80	-2008.39
40.00	38.96	143.56	287.13	2529.06	331.54	4581.86	-4250.31
50.00	59.40	40.60	614.74	1022.09	946.28	5603.94	-4657.66
60.00	87.28	34.86	916.77	418.79	1863.05	6022.73	-4159.69
70.00	129.90	31.89	1357.41	370.49	3220.46	6393.23	-3172.77
80.00	138.65	30.19	1678.43	344.54	4898.89	6737.77	-1838.88
90.00	161.63	25.89	1876.72	311.22	6775.61	7048.99	-273.38
100.00	182.05	23.79	2147.98	275.74	8923.59	7324.73	1598.86
110.00	200.20	21.78	2389.06	252.91	11312.65	7577.64	3735.01
120.00	217.18	19.87	2608.61	231.12	13921.26	7808.76	6112.50

Tabla de volúmenes totales							
P.K.	Área de desmonte	Área de terraplén	Vol. desmonte	Vol. terraplén	Vol. desmonte acum.	Vol. terraplén acum.	Volumen neto
130.00	234.61	18.10	2823.69	210.72	16744.95	8019.48	8725.47
140.00	251.48	16.44	3038.11	191.68	19783.06	8211.16	11571.90
150.00	263.25	14.85	3217.08	173.65	23000.13	8384.81	14615.33
160.00	273.04	13.35	3351.83	156.55	26351.96	8541.35	17810.61
170.00	288.34	11.97	3508.65	140.53	29860.62	8681.88	21178.73
180.00	304.00	10.73	3702.16	125.96	33562.78	8807.85	24754.93
190.00	318.96	9.56	3893.52	112.58	37456.30	8920.42	28535.87
200.00	146.29	38.19	2907.79	264.99	40364.09	9185.42	31178.67
210.00	47.55	45.47	1211.49	464.30	41575.58	9649.72	31970.72
220.00	0.00	0.00	297.19	252.34	41872.78	9902.05	31970.72
230.00	0.00	0.00	0.00	0.00	41872.78	9902.05	31970.72
238.49	0.00	0.00	0.00	0.00	41872.78	9902.05	31970.72

	PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
	PLANO: PERFILES LAGUNA DE RESERVORIO II.		Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.	
	Escala: 1:1000		Fecha: Sep. 2024	
	Formato: A1 - 841mmx594mm		N° PLANO 06	

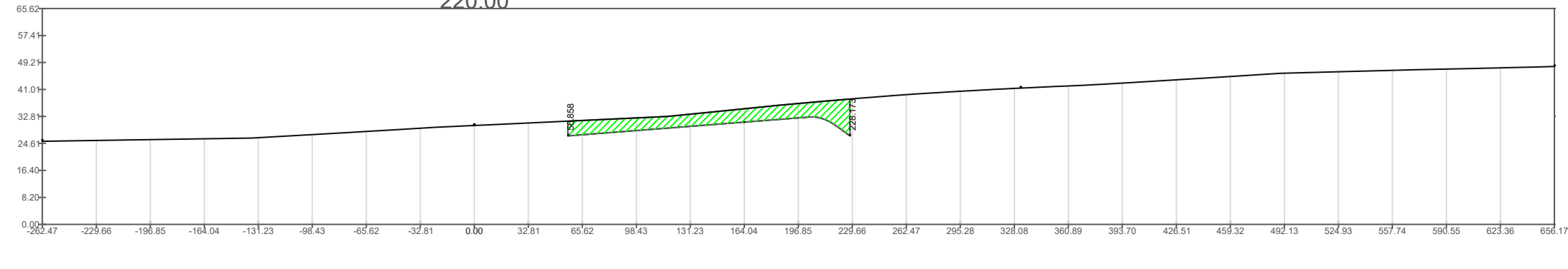
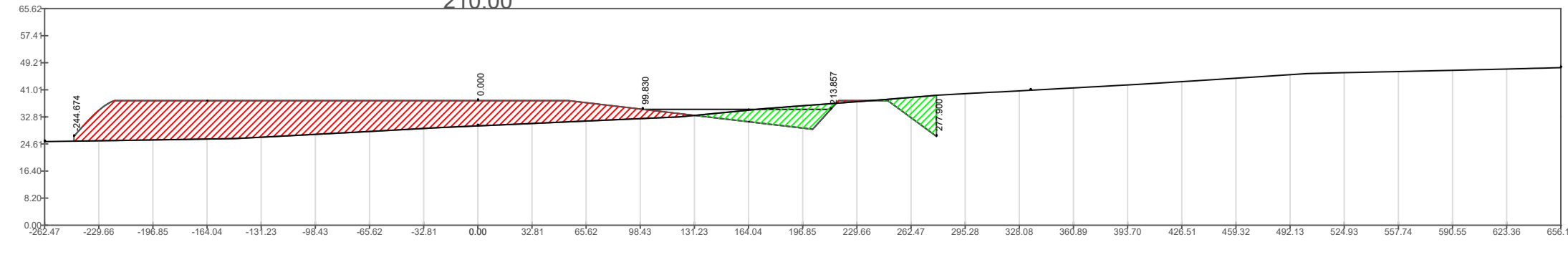
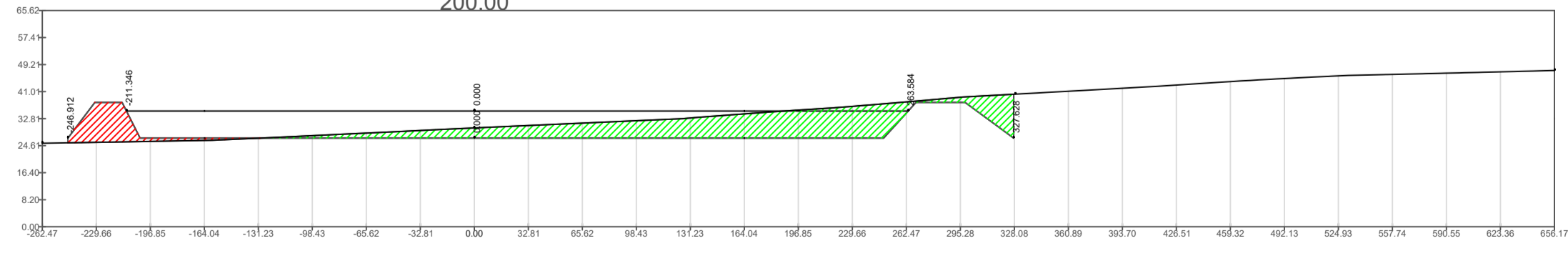
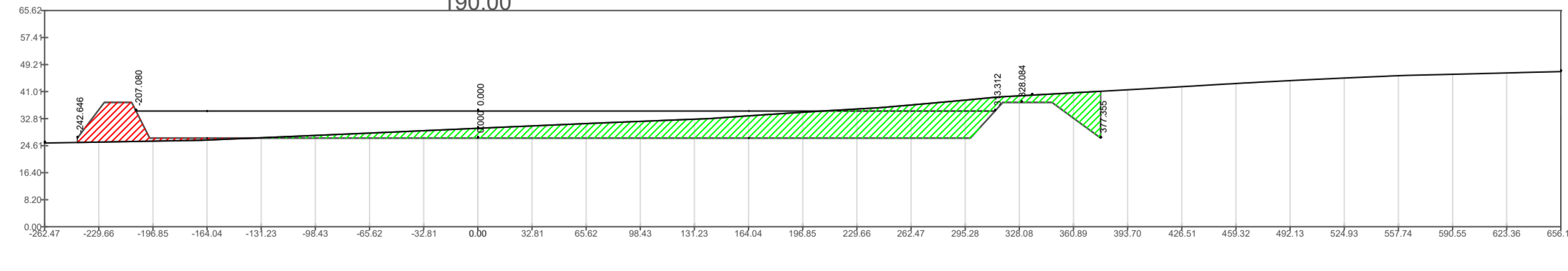
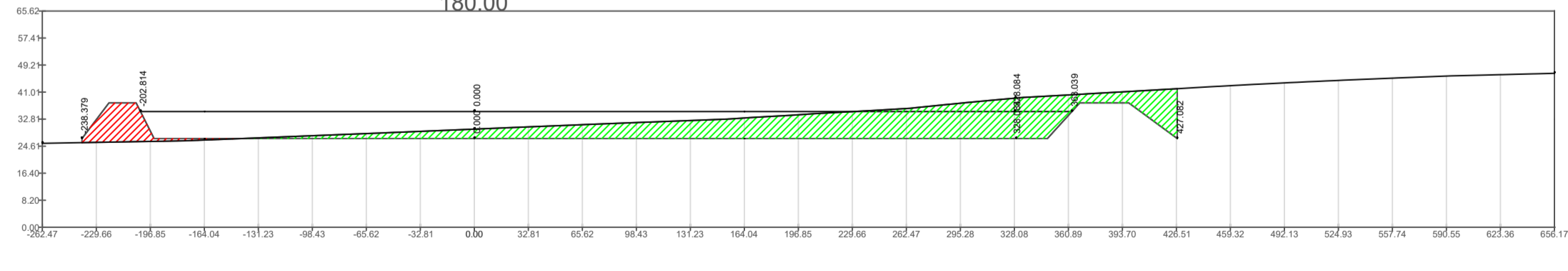
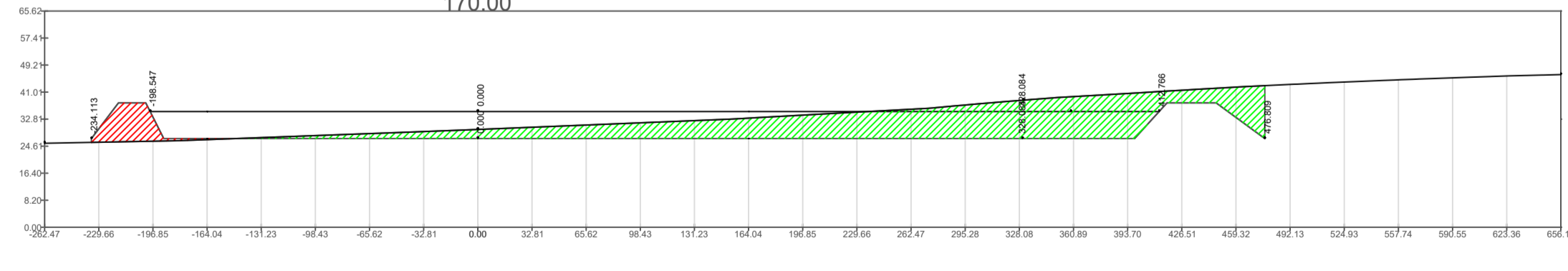
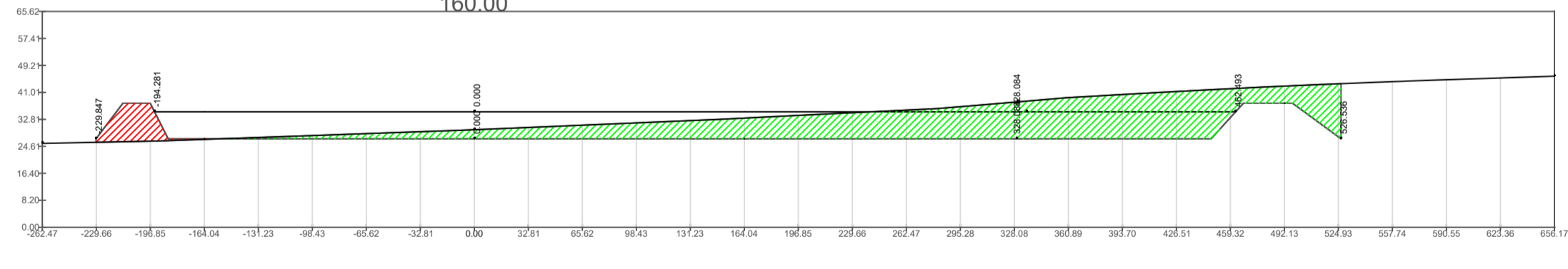
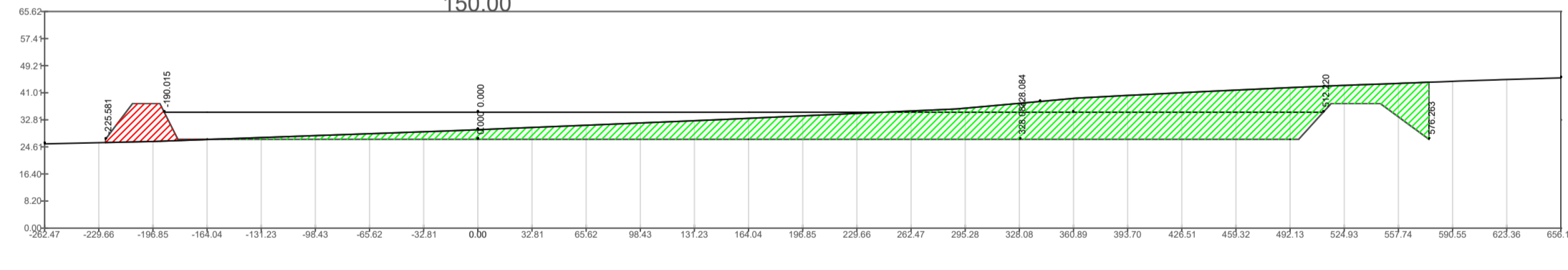
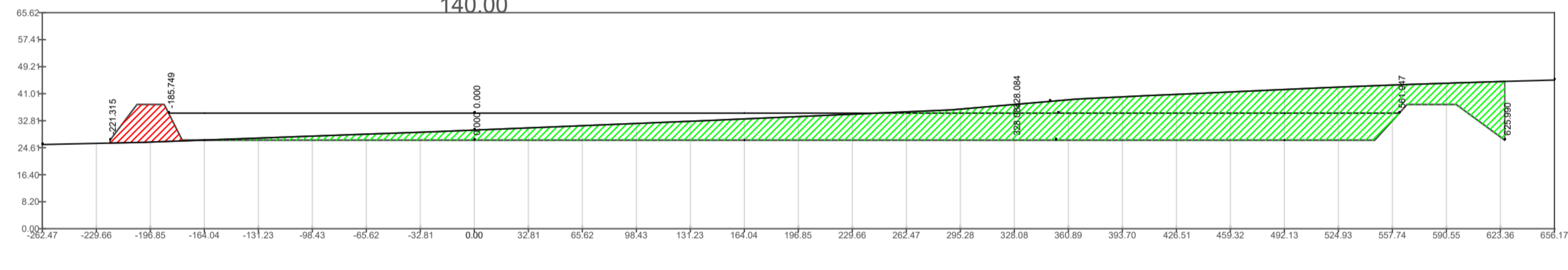
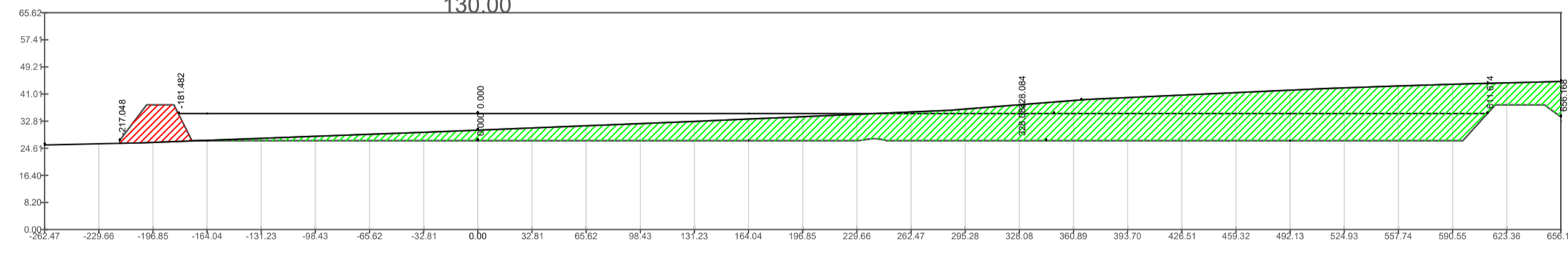
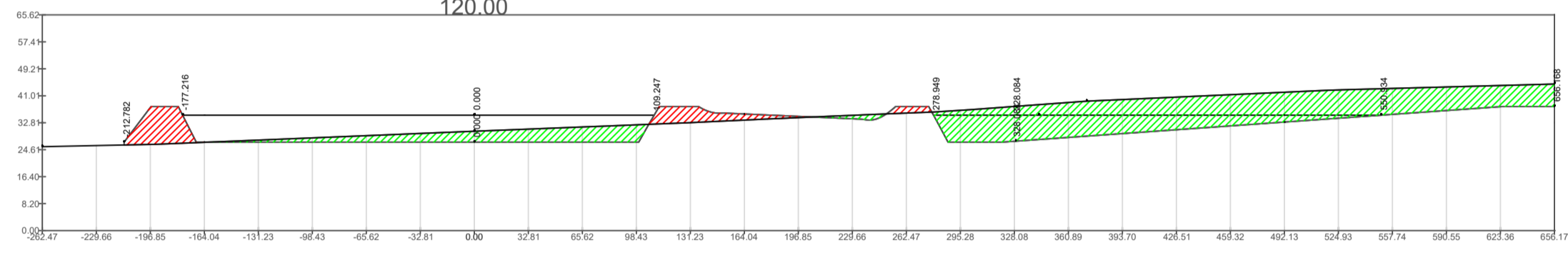
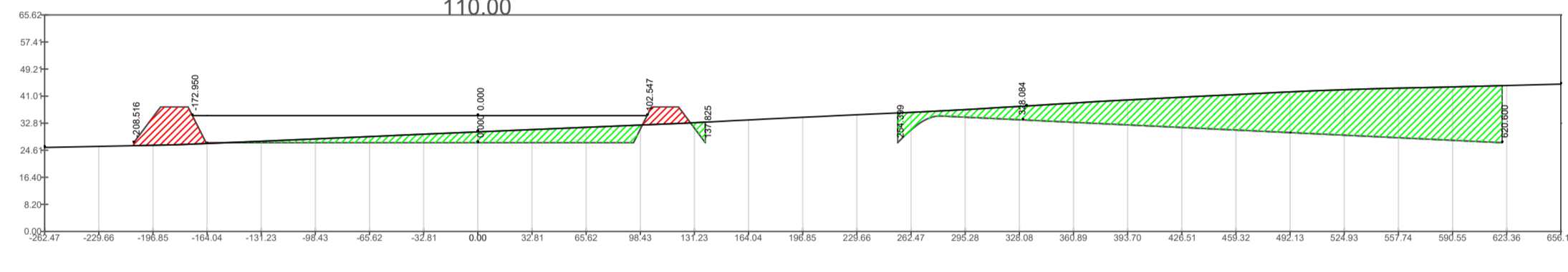
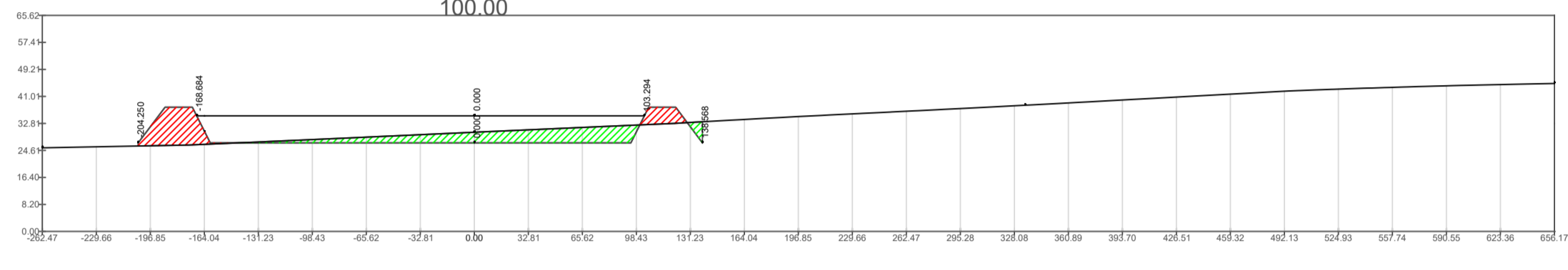
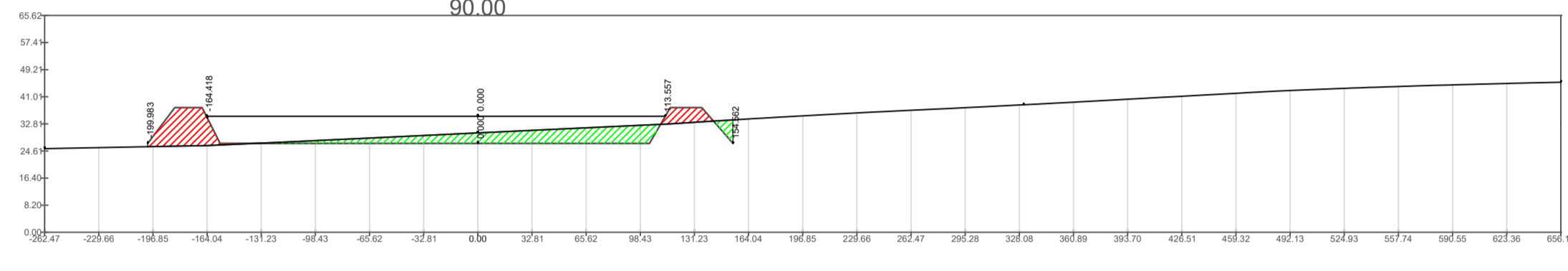
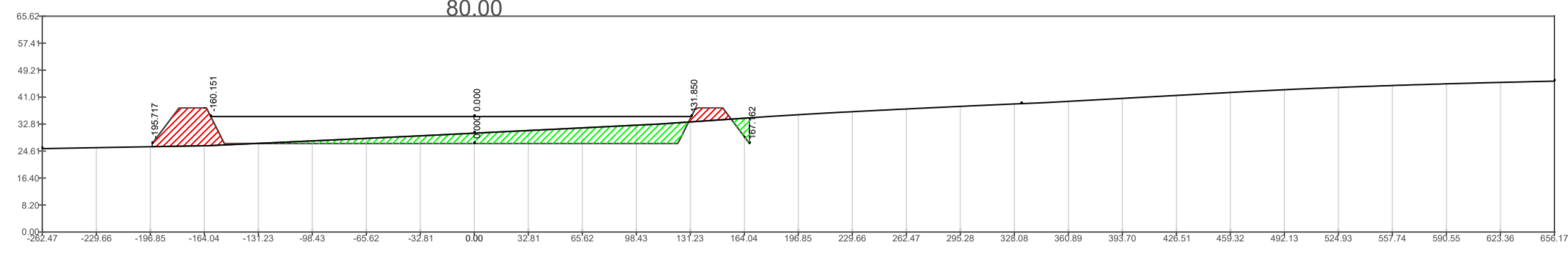
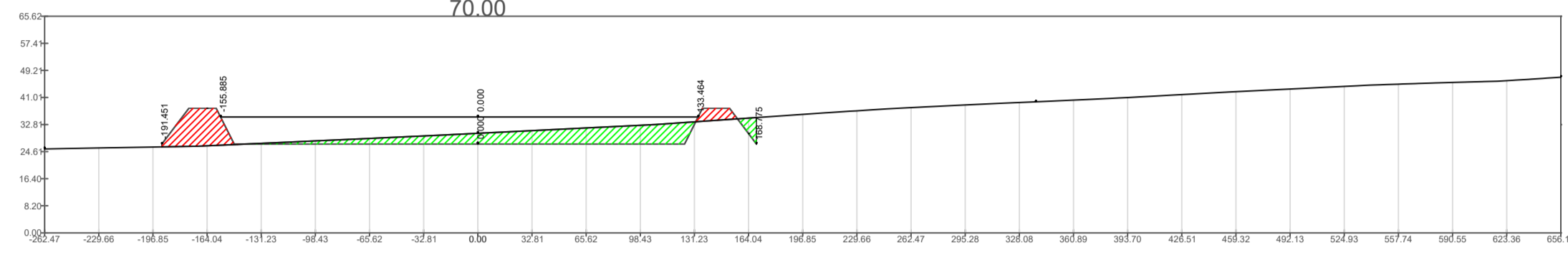
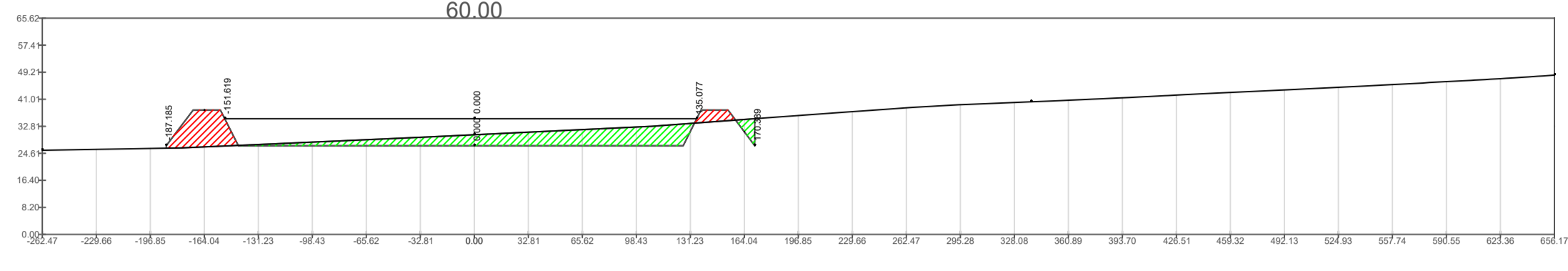
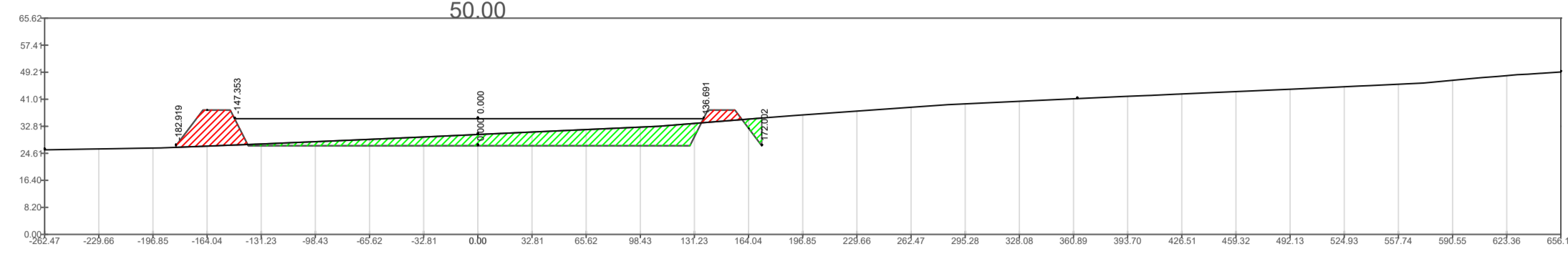
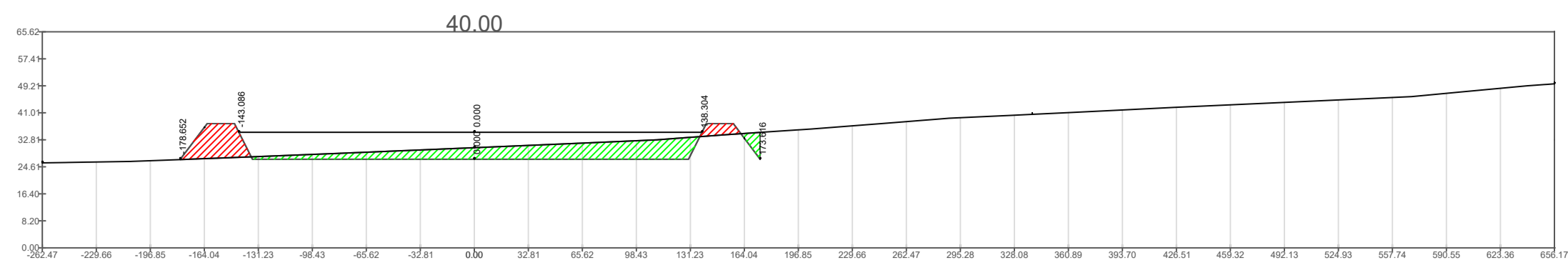
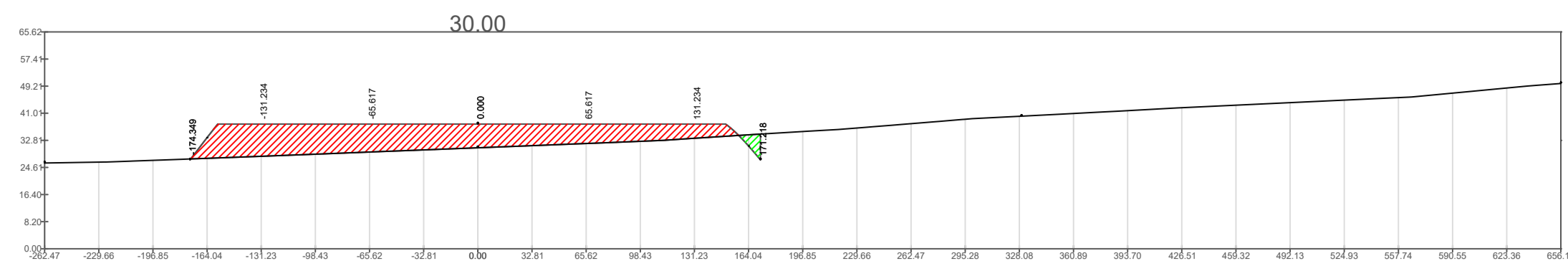
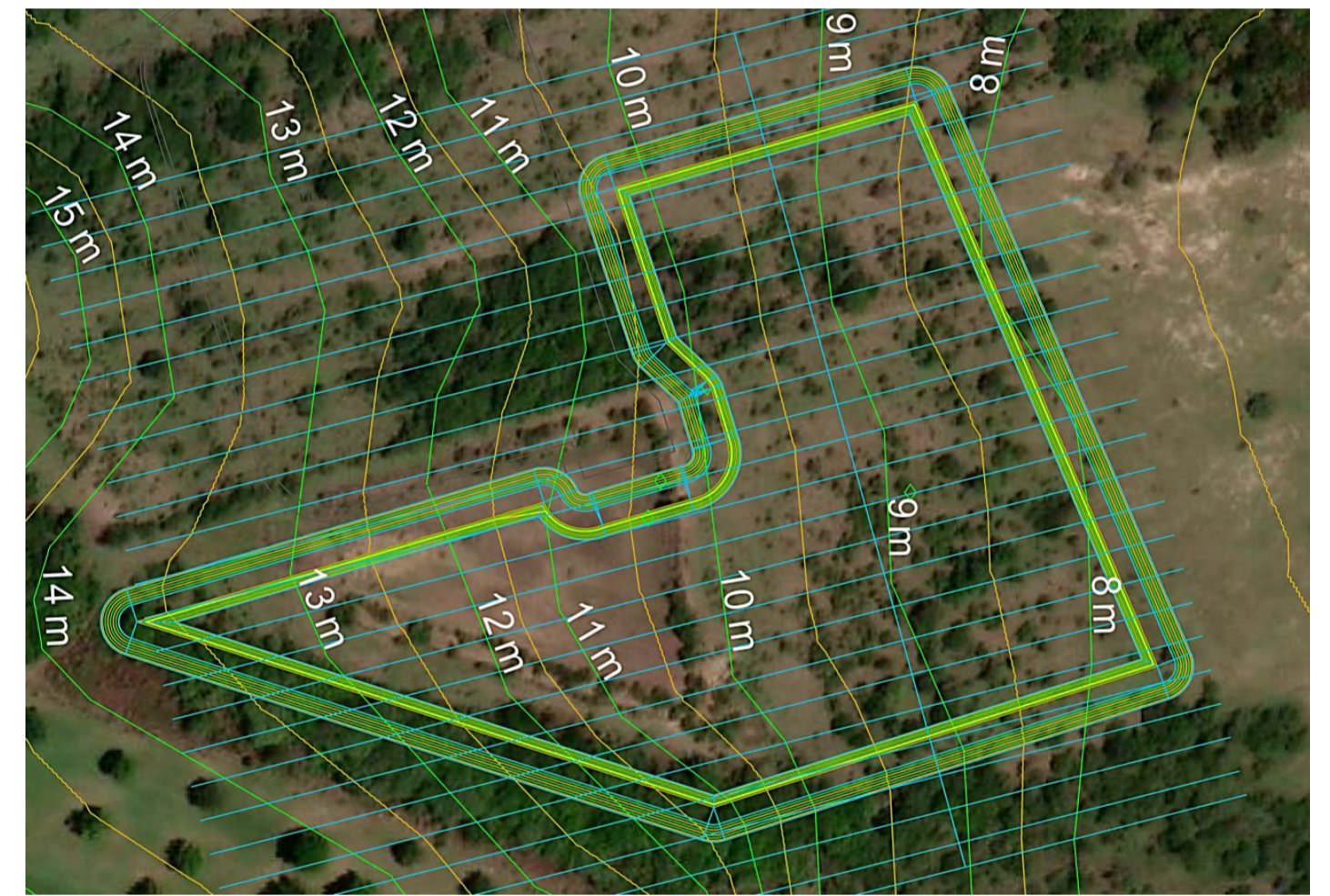


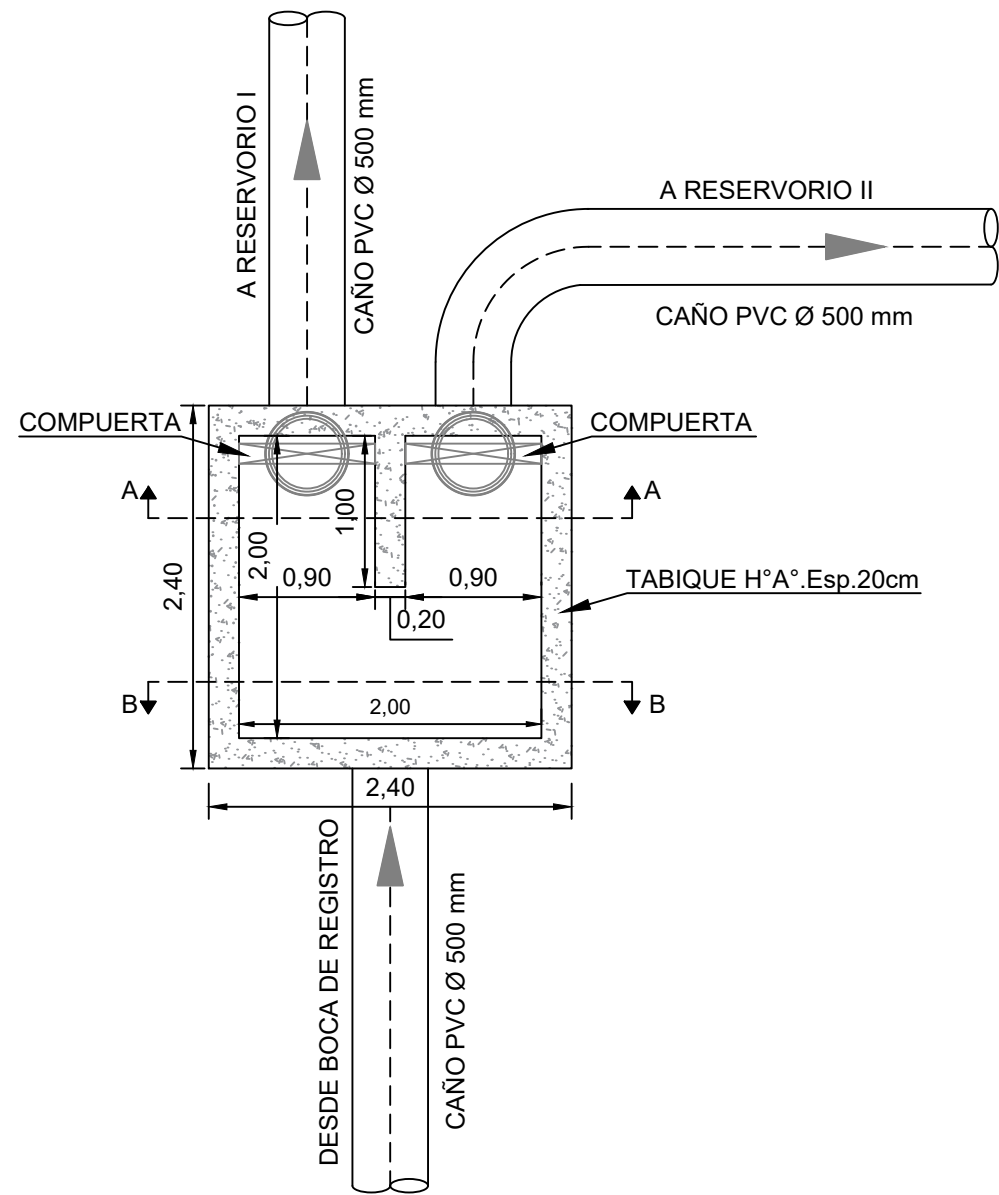
Tabla de volúmenes totales							
P.K.	Área de desmonte	Área de terraplén	Vol. desmonte	Vol. terraplén	Vol. desmonte acum.	Vol. terraplén acum.	Volumen neto
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30.00	4.64	215.42	28.98	1195.58	28.98	1195.58	-1166.61
40.00	92.54	35.83	607.35	1394.47	636.33	2590.05	-1953.72
50.00	89.38	37.08	1136.98	404.69	1773.31	2994.75	-1221.43
60.00	86.47	38.63	1099.07	420.21	2872.38	3414.96	-542.58
70.00	83.17	39.85	1060.25	435.59	3932.63	3850.55	82.08
80.00	78.78	41.40	1012.15	450.95	4944.78	4301.50	643.28
90.00	67.76	44.99	915.89	479.43	5860.67	4780.93	1079.73
100.00	63.19	44.23	818.48	495.15	6679.15	5276.08	1403.07
110.00	391.23	44.10	2840.12	490.25	9519.27	5766.33	3752.94
120.00	381.27	60.26	4828.11	579.24	14347.38	6345.57	8001.81

Tabla de volúmenes totales							
P.K.	Área de desmonte	Área de terraplén	Vol. desmonte	Vol. terraplén	Vol. desmonte acum.	Vol. terraplén acum.	Volumen neto
130.00	636.34	32.34	6360.10	513.95	20707.48	6859.52	13847.96
140.00	579.62	32.95	7599.79	362.38	28307.27	7221.91	21085.37
150.00	499.83	33.67	6746.57	369.78	35053.84	7591.68	27462.16
160.00	425.20	34.61	5781.42	378.99	40835.26	7970.67	32864.59
170.00	355.86	35.79	4881.60	390.72	45716.86	8361.39	37355.48
180.00	295.04	36.94	4068.09	403.62	49784.96	8755.01	41019.95
190.00	244.77	38.26	3373.78	417.33	53158.74	9182.33	43976.40
200.00	197.29	39.83	2762.84	433.37	55921.58	9615.70	46305.87
210.00	47.69	287.83	1531.09	1818.52	57452.67	11434.23	46018.44
220.00	70.54	0.00	738.96	1597.47	58191.63	13031.70	45159.93
230.00	0.00	0.00	440.90	0.00	58632.53	13031.70	45600.83
240.00	0.00	0.00	0.00	0.00	58632.53	13031.70	45600.83
247.07	0.00	0.00	0.00	0.00	58632.53	13031.70	45600.83

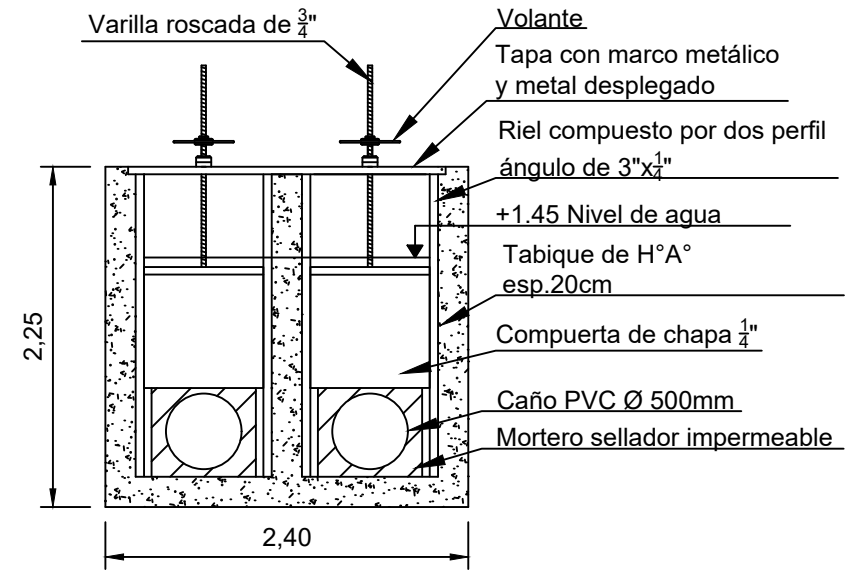


LAGUNA DE RESERVOIRIO III

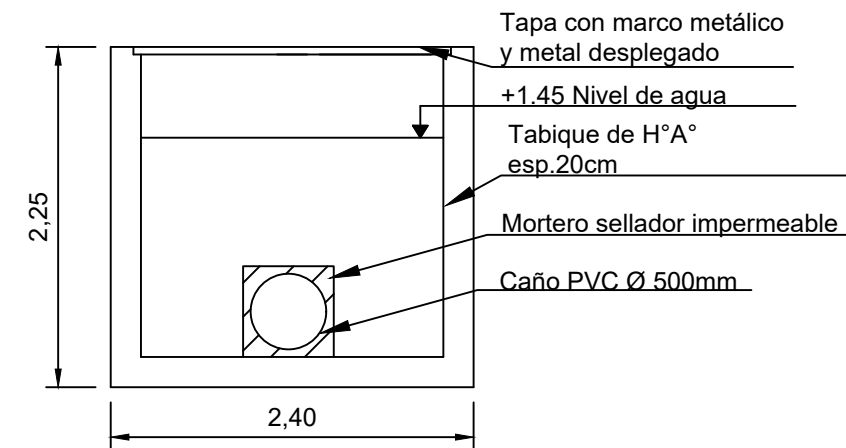
	PROYECTO FINAL DE CARRERA "IRIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía		
	PLANO: PERFILES LAGUNA DE RESERVOIRIO II.		Escala: 1:1000	Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.	
			Fecha: Sep. 2024	Formato: A1 - 841mmx594mm	N° PLANO 07




IMPLANTACIÓN CÁMARA DISTRIBUIDORA
ESC:1:50

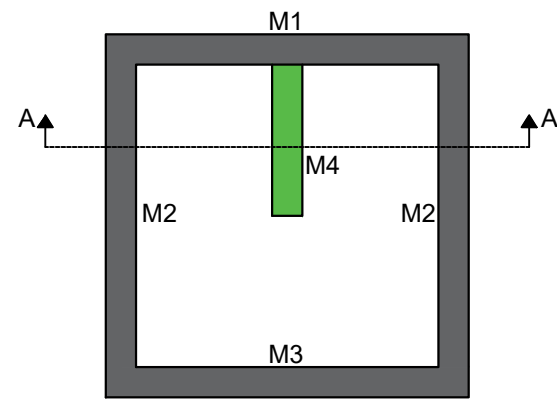


CORTE A-A. CÁMARA DISTRIBUIDORA
ESC:1:50

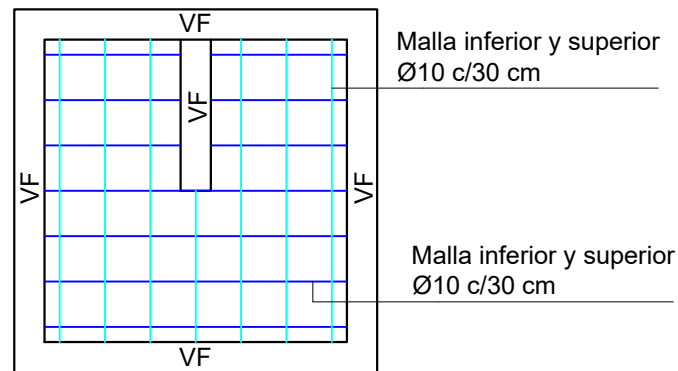


CORTE B-B. CÁMARA DISTRIBUIDORA
ESC:1:50

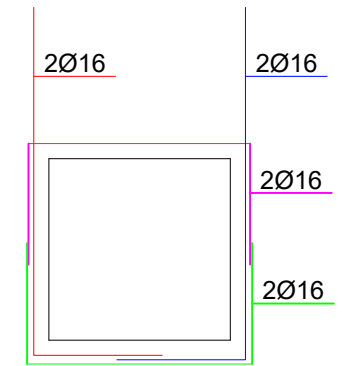
PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PLANO: CÁMARA DISTRIBUIDORA	Escala: 1:50	Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
		Fecha: Sep. 2024	
		Formato: A3 - 420mmx297mm	N° PLANO 08



TABIQUES.CAMARA
ESC:1:50

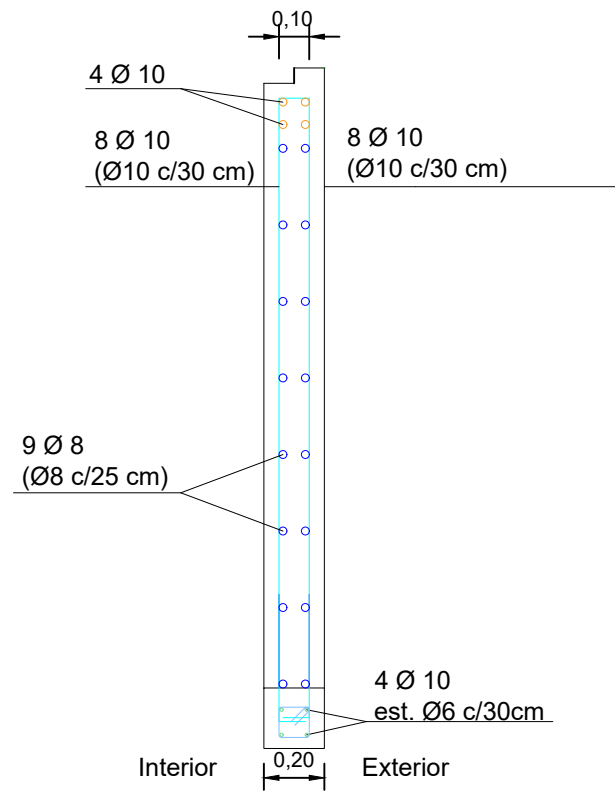


DETALLE ARMADO PLATEA
ESC:1:50



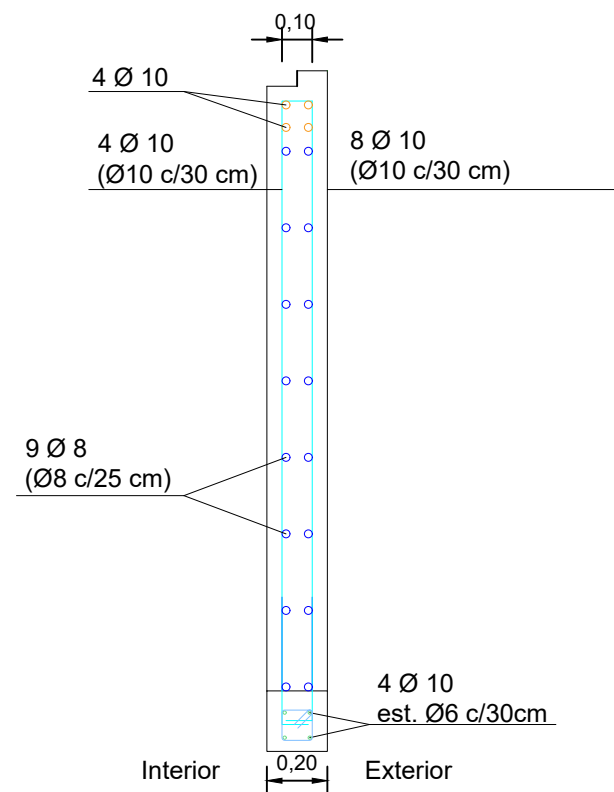
DETALLE ARMADO ABERTURA
ESC:1:50

Detalle Armado de tabiques exteriores (M1, M2 Y M3)
Sección tabique. Corte A-A

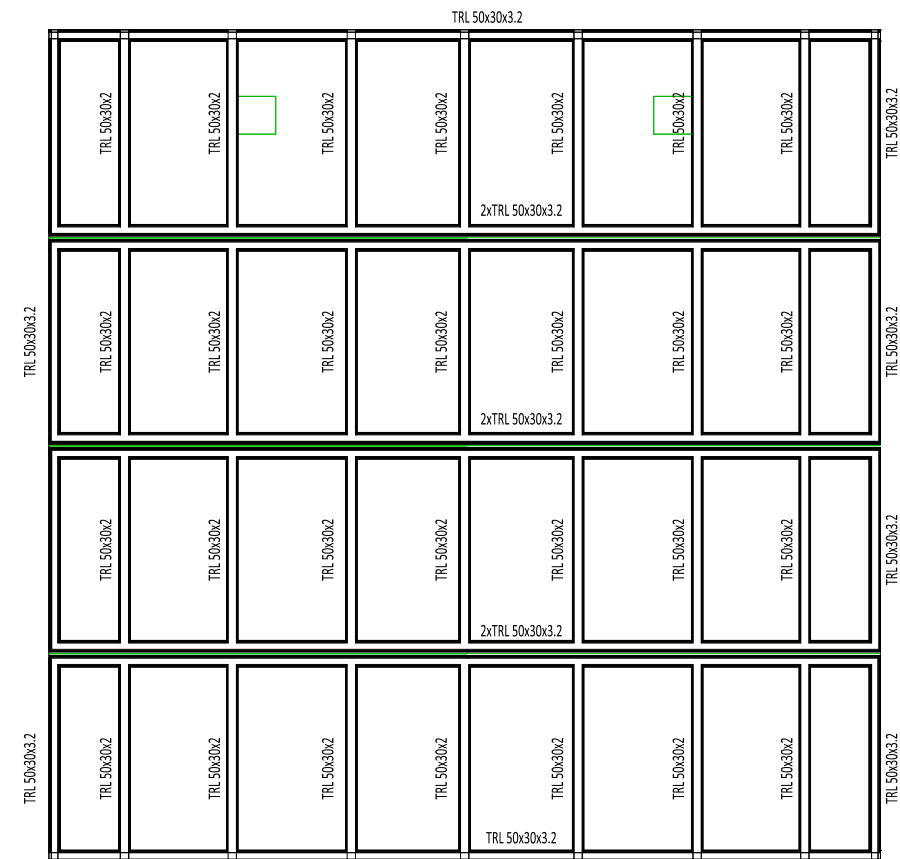


DETALLE ARMADO TABIQUE
ESC:1:50


Detalle Armado de tabiques exteriores (M4)
Sección tabique. Corte A-A

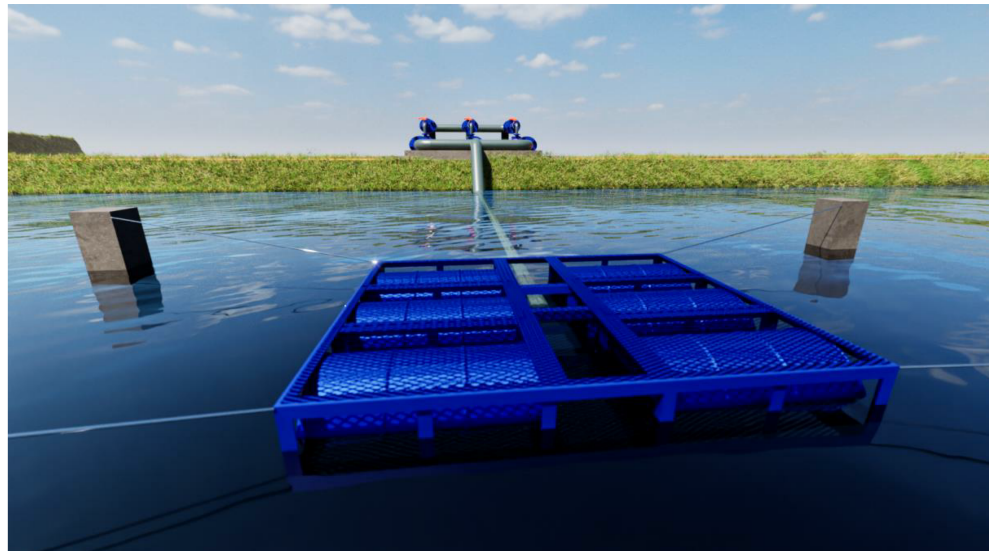


DETALLE ARMADO TABIQUE
ESC:1:50

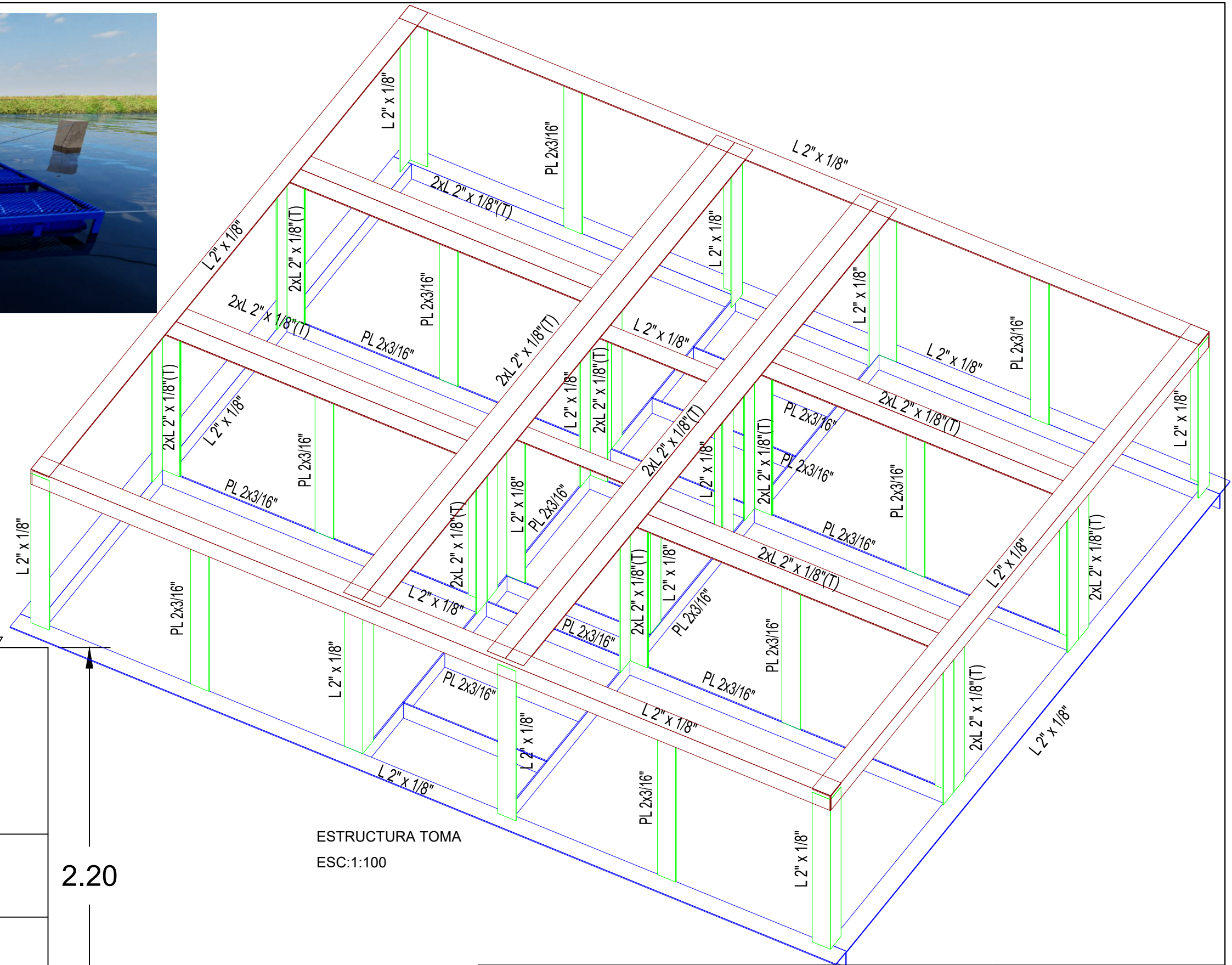
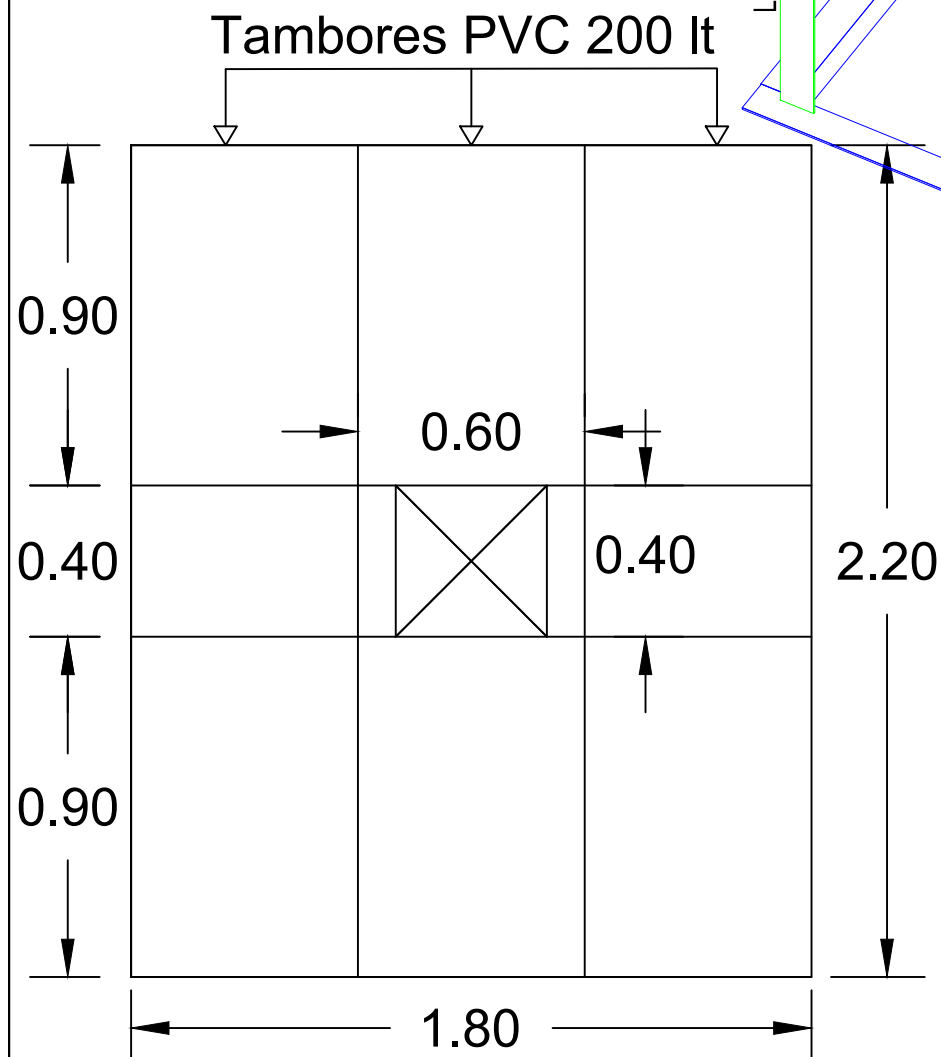



DETALLE DE PERFILERIA
ESC:1:50

PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PLANO: CÁMARA DISTRIBUIDORA	Escala: 1:50	Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
		Fecha: Sep. 2024	
		Formato: A3 - 420mmx297mm	N° PLANO



PLANO DE PLANTA TOMA FLOTANTE
ESC:1:20



PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PLANO: CÁMARA DISTRIBUIDORA		Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
	Escala: 1:20-1:100		N° PLANO 10
	Fecha: Sep. 2024		
Formato: A3 - 420mmx297mm			

Superficie 18 Ha.

Superficie 17 Ha.

Superficie 23 Ha.

Superficie 42 Ha.

Superficie 16 Ha.

Terreno A

LAGUNA DE TRATAMIENTO

LAGUNA DE TRATAMIENTO

RUTA NACIONAL N°

PROYECTO FINAL DE CARRERA
"RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"

Alumna:
Hoffman, Diana Estefanía

UTN

PLANO:
IMPLANTACION TERRENOS
DEL NORTE

Escala:
1:5000

Docentes:
- Ing. Raffo, Fernando.
- Ing. Penon, Luciano.

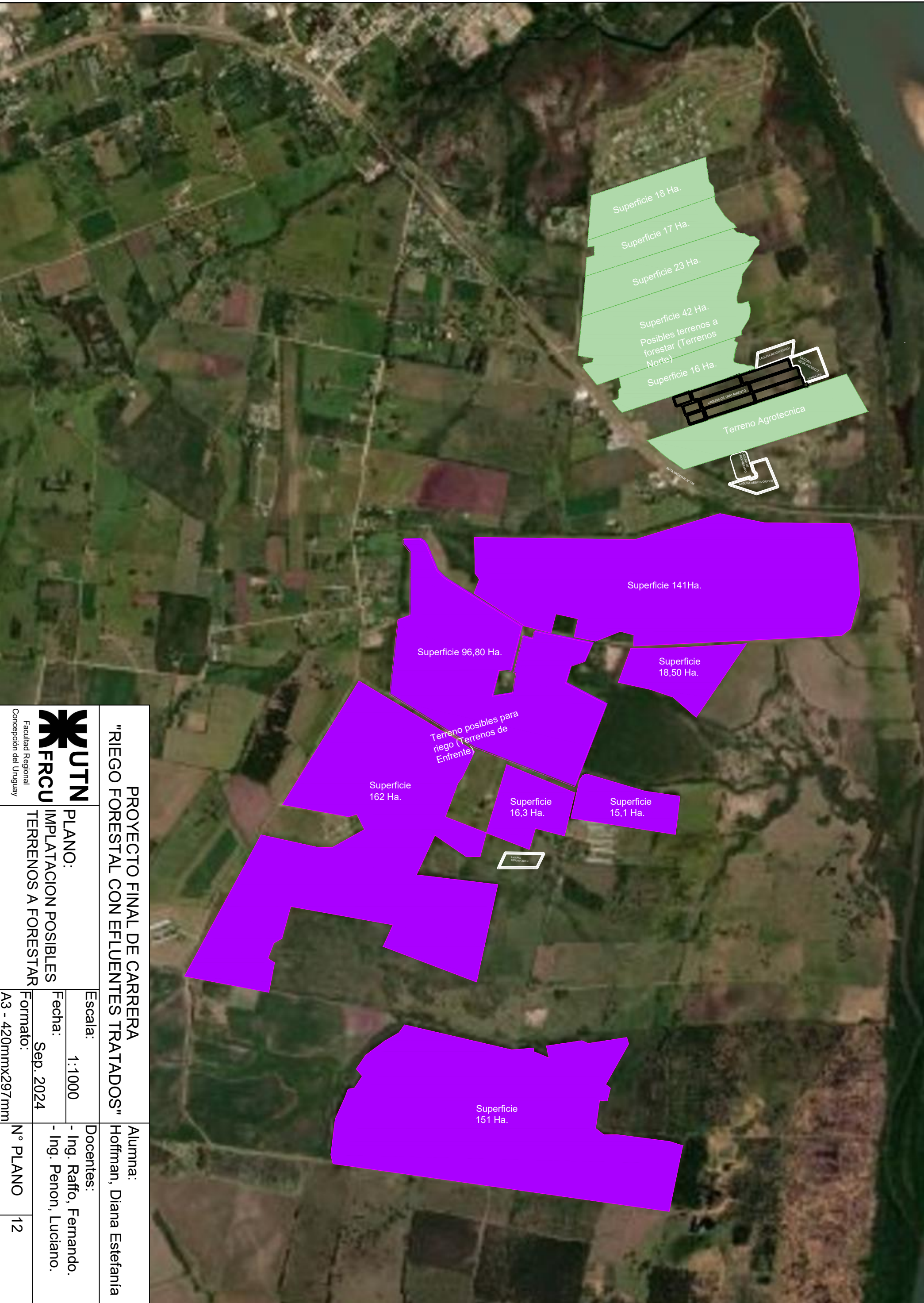
FRCU

Fecha:
Sep. 2024

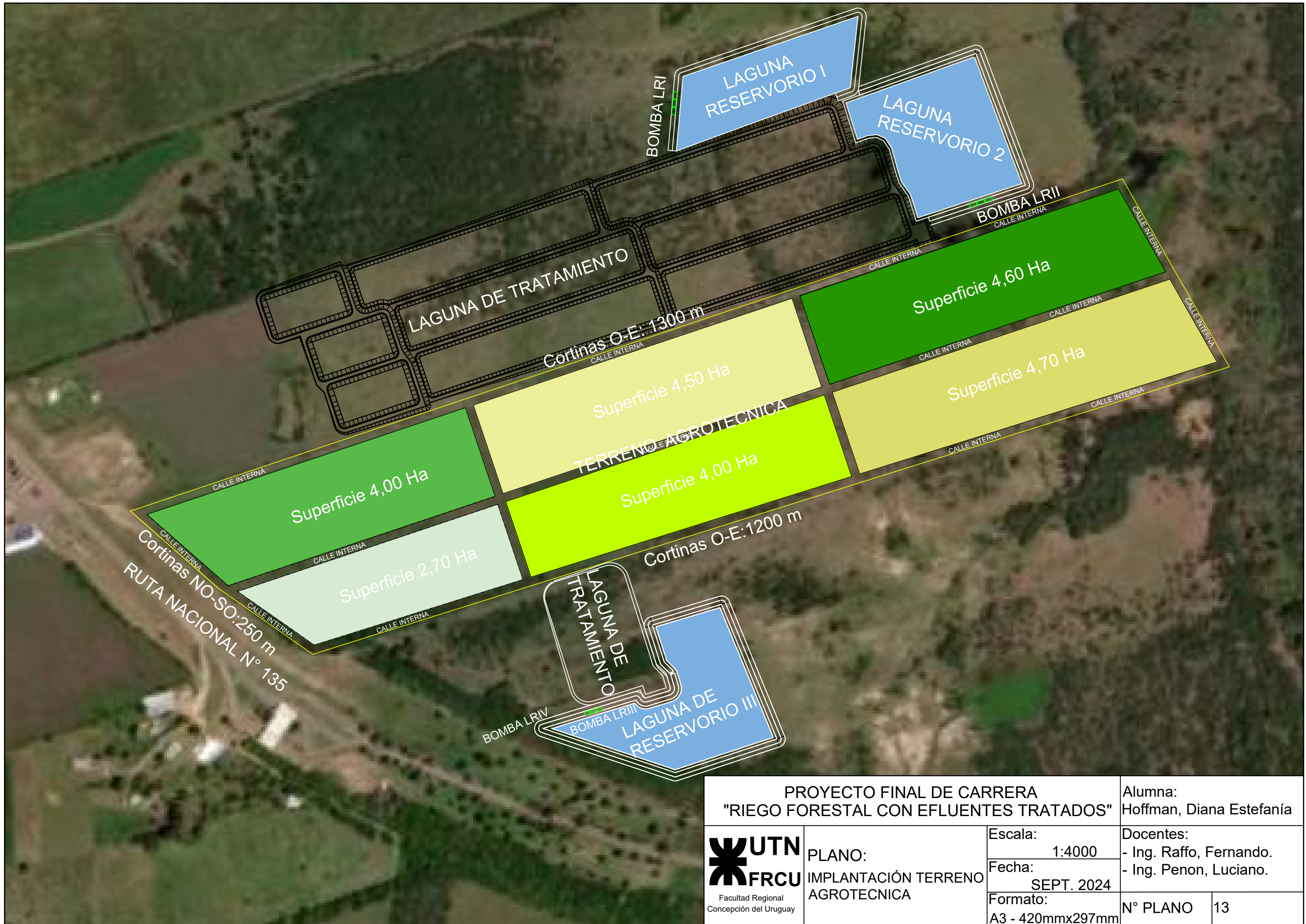
Formato:
A3 - 420mmx297mm


N° PLANO
11

Facultad Regional
Concepción del Uruguay



<p>UTN FRFCU Facultad Regional Concepción del Uruguay</p>		<p>PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"</p>		<p>Alumna: Hoffman, Diana Estefanía</p>	
<p>PLANO: IMPLANTACION POSIBLES TERRENOS A FORESTAR</p>		<p>Escala: 1:1000</p>		<p>Docentes: - Ing. Rafto, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.</p>	
<p>Formato: A3 - 420mmx297mm</p>		<p>Fecha: Sep. 2024</p>		<p>N° PLANO 12</p>	



PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PLANO: IMPLANTACIÓN TERRENO AGROTECNICA	Escala: 1:4000	Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
		Fecha: SEPT. 2024	
		Formato: A3 - 420mmx297mm	N° PLANO 13

Superficie 18 Ha.

Superficie 17 Ha.

Superficie 23 Ha.

Superficie 42 Ha.

Superficie 16 Ha.

Terreno A
Superficie

5-N

TE+VÁLVULA DE CIERRE

CAÑERÍA PVC Ø 110

4-N

TE+VÁLVULA DE CIERRE

CAÑERÍA PVC Ø 160

3-N

TE+VÁLVULA DE CIERRE

CAÑERÍA PVC Ø 200

2-N

TE+VÁLVULA DE CIERRE

Curva 45°

CAÑERÍA PVC Ø 250

1-N

TE+VÁLVULA DE CIERRE

Curva 22°30'


CAÑERÍA PVC Ø 315

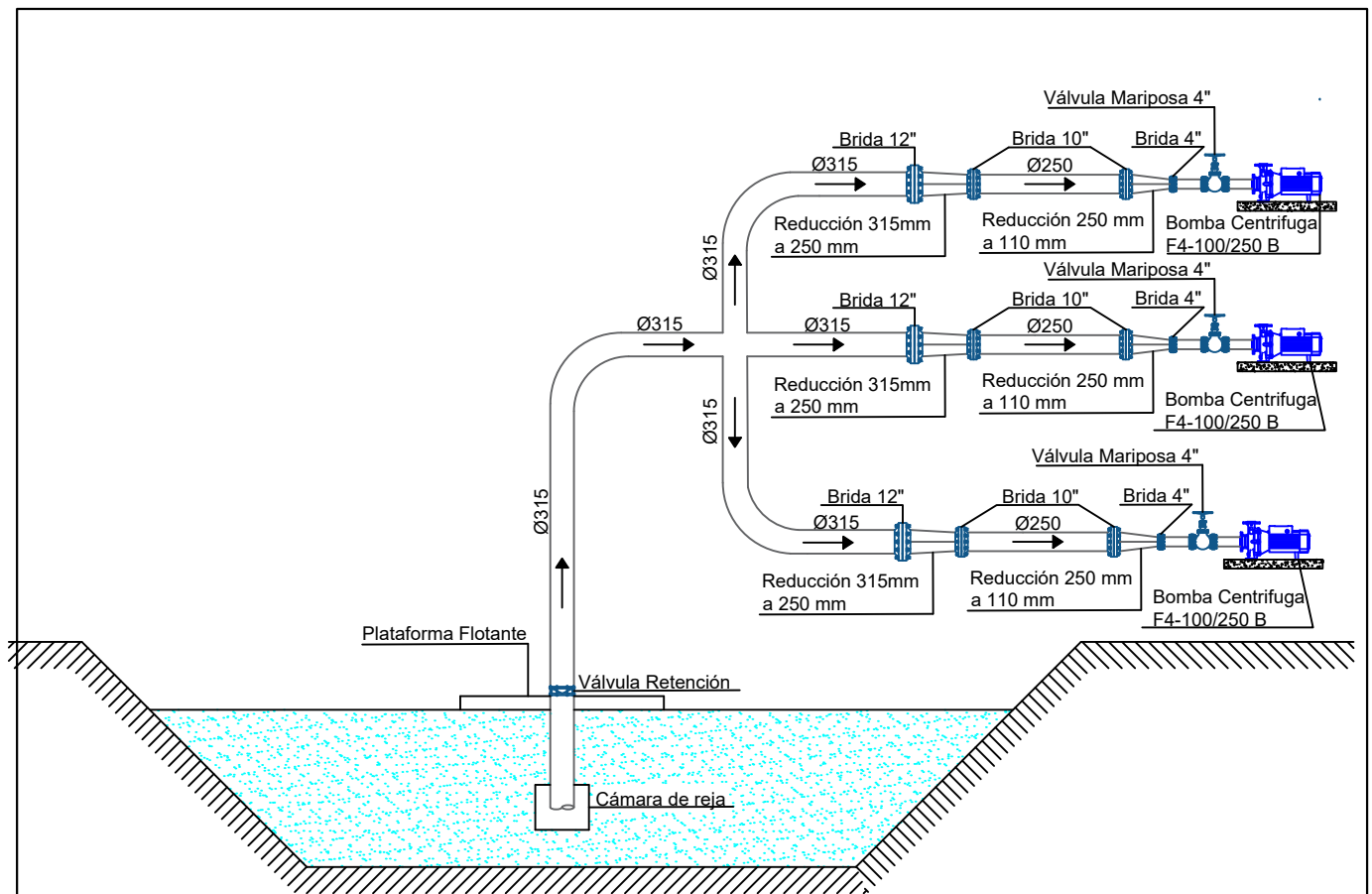
BOMBA LRI

Curva 45°

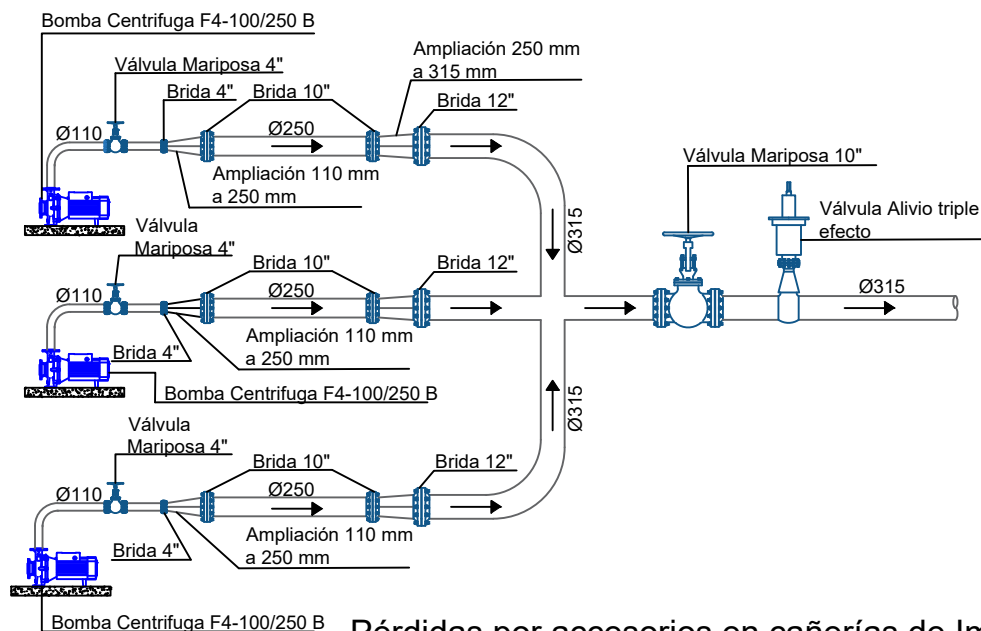
LAGUNA DE TRATAMIENTO

2-A

 UTN Facultad Regional FRCU Concepción del Uruguay		PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
PLANO: CAÑERÍAS TERRENOS NORTE		Escala: 1:5000	Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.		
Fecha: Sep. 2024		Formato: A3 - 420mmx297mm		N° PLANO	14



Pérdidas por accesorios en cañerías de Succión
Esc.1:1000



Pérdidas por accesorios en cañerías de Impulsión
Esc.1:1000

PROYECTO FINAL DE CARRERA
"RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"

Alumna:
Hoffman, Diana Estefanía



PLANO:
Pérdidas por accesorios
en LRI

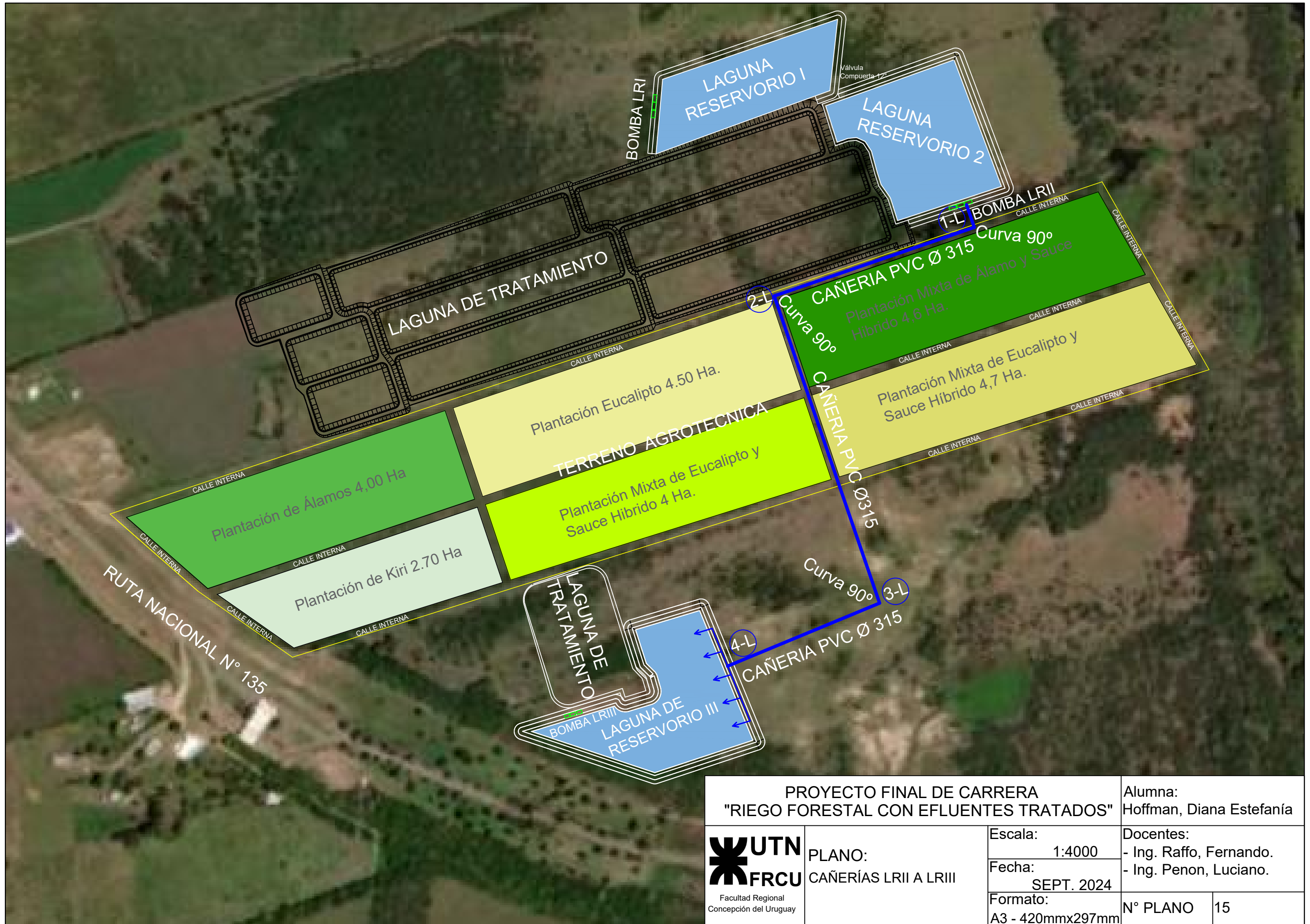
Escala:
1:1000

Fecha:
Sep. 2024

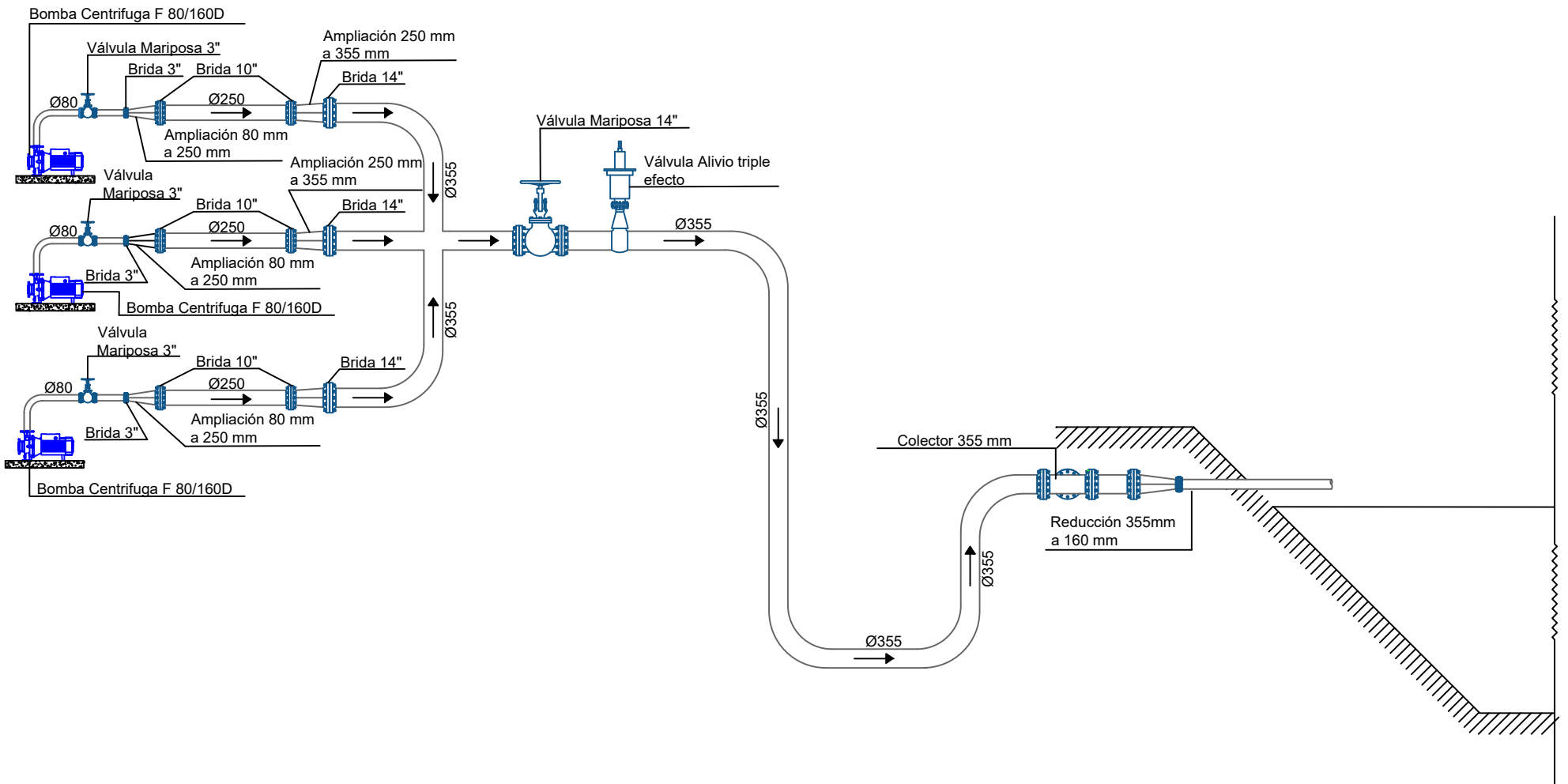
Formato:
A4 - 210mmx297mm

Docentes:
- Ing. Raffo, Fernando.
- Ing. Penon, Luciano.

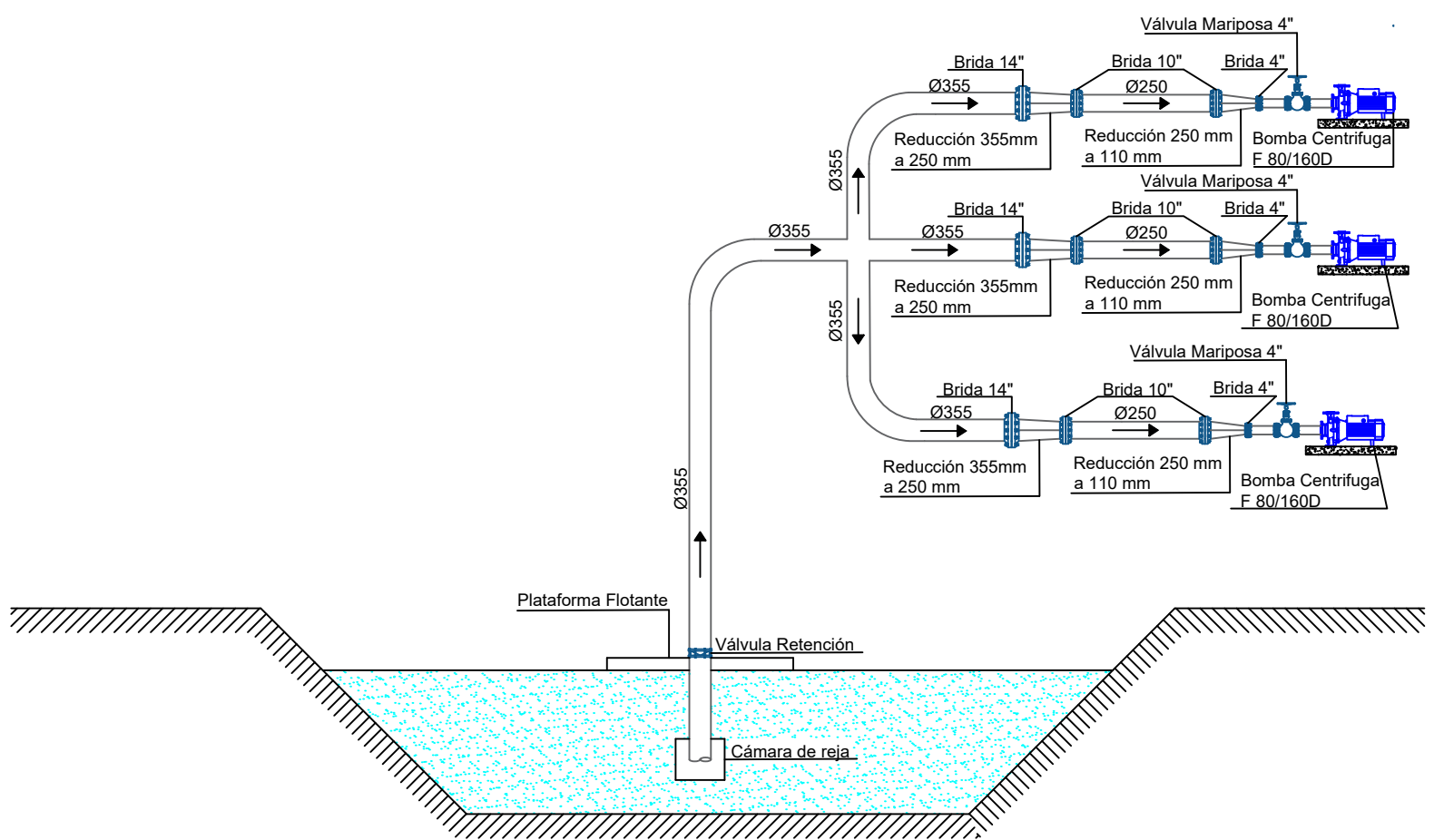
N° PLANO 15




PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PLANO: CAÑERÍAS LR II A LR III		Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
	Escala: 1:4000		N° PLANO 15
	Fecha: SEPT. 2024		
Formato: A3 - 420mmx297mm			




Pérdidas por accesorios en cañerías de Impulsión
Esc.1:1000

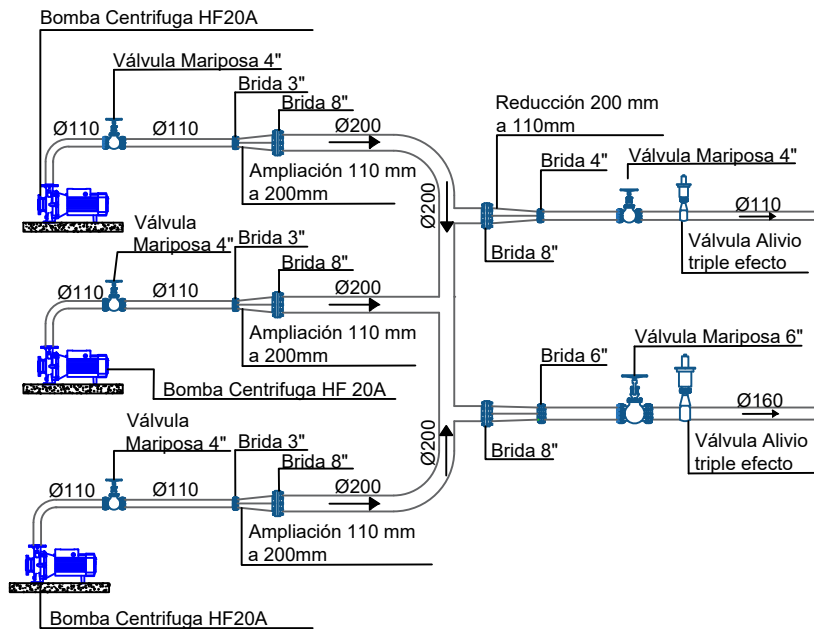
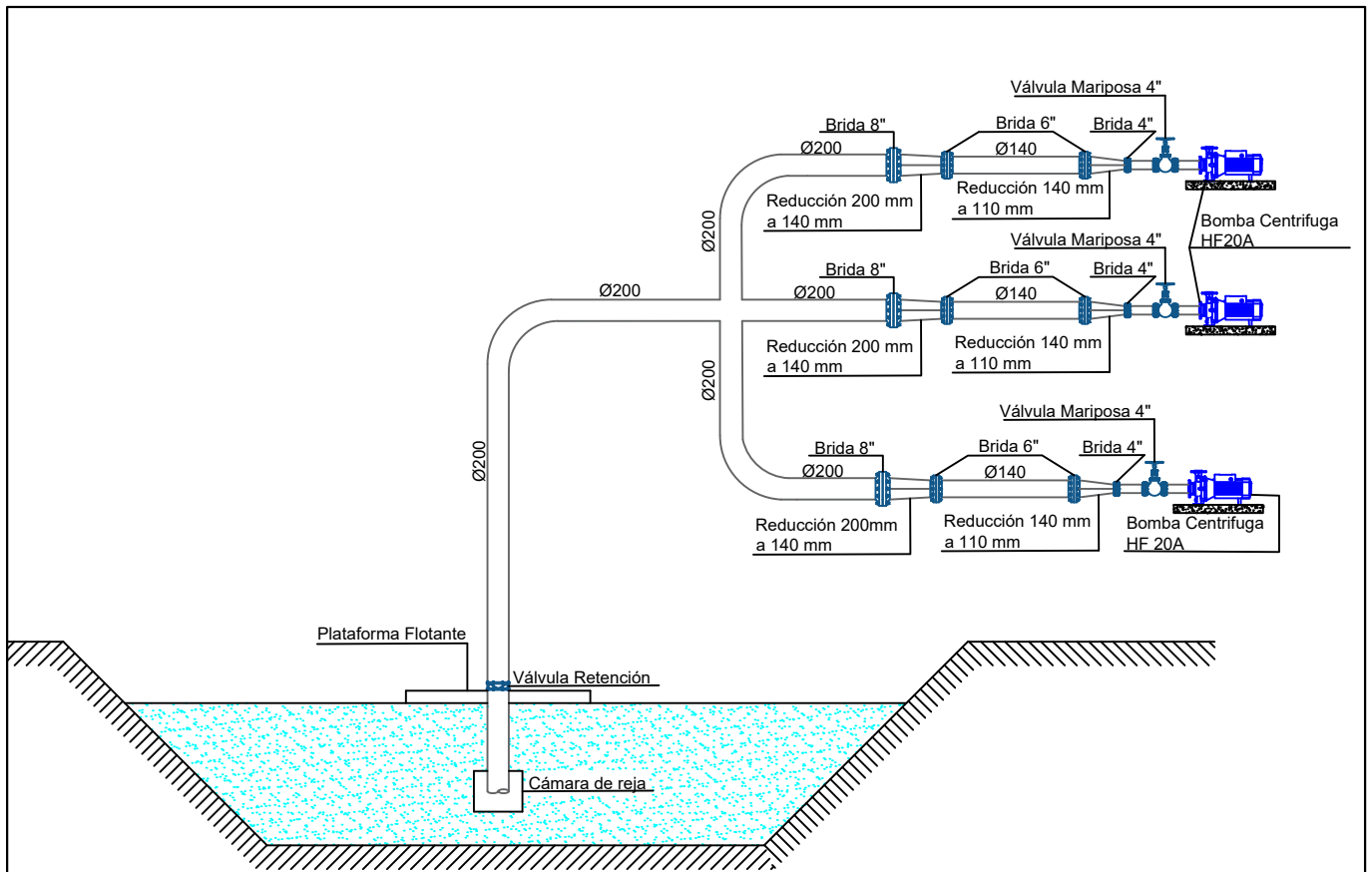


Pérdidas por accesorios en cañerías de Succión
Esc.1:1000

 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía
	PLANO: Pérdidas en LR II	Escala: 1:1000	Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
Formato: A4 - 210mmx297mm	Fecha: Sep. 2024	N° PLANO 17	



PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PLANO: CAÑERÍAS TERRENO AGROTECNICA		Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
	Escala: 1:4000		N° PLANO 18
	Fecha: SEPT. 2024		
Formato: A3 - 420mmx297mm			



PROYECTO FINAL DE CARRERA
"RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"

Alumna:
Hoffman, Diana Estefanía



PLANO:
PÉRDIDAS LR III

Escala:
1:1000
Fecha:
Sep. 2024

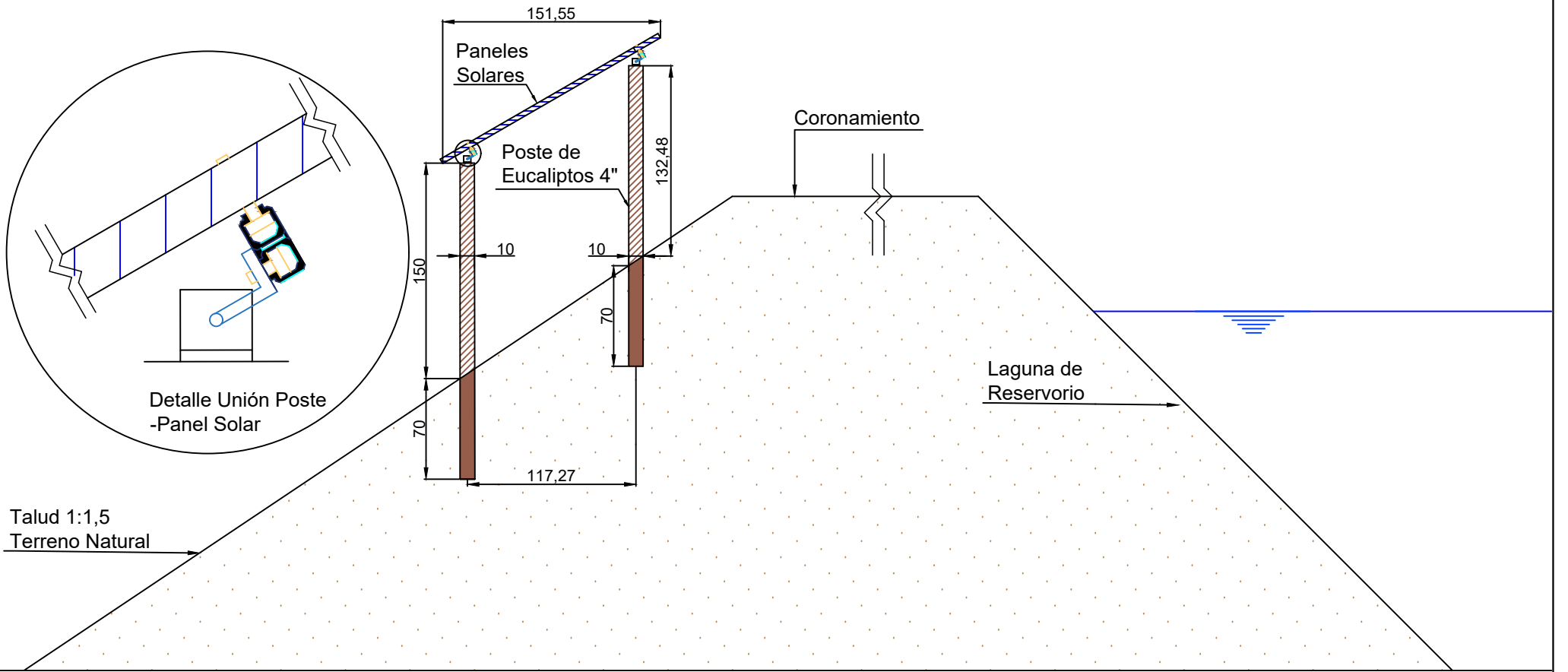
Docentes:
- Ing. Raffo, Fernando.
- Ing. Penon, Luciano.

Formato:
A4 - 210mmx297mm

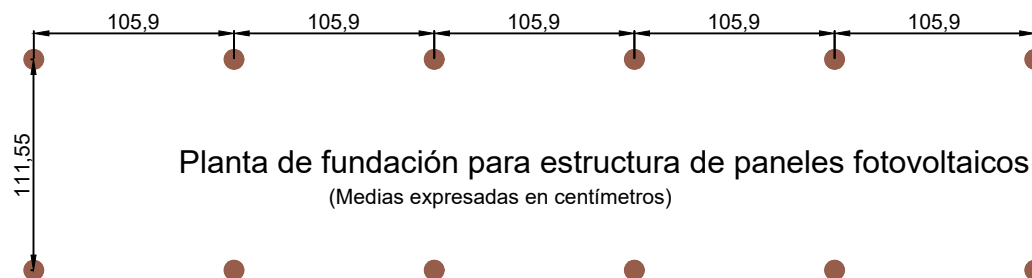
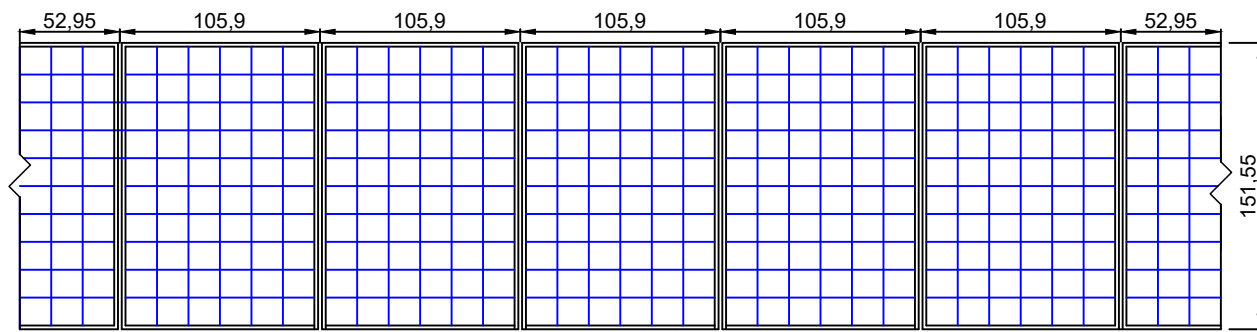
N° PLANO 19

Corte- Detalle Paneles Solares

(Medias expresadas en centímetros)



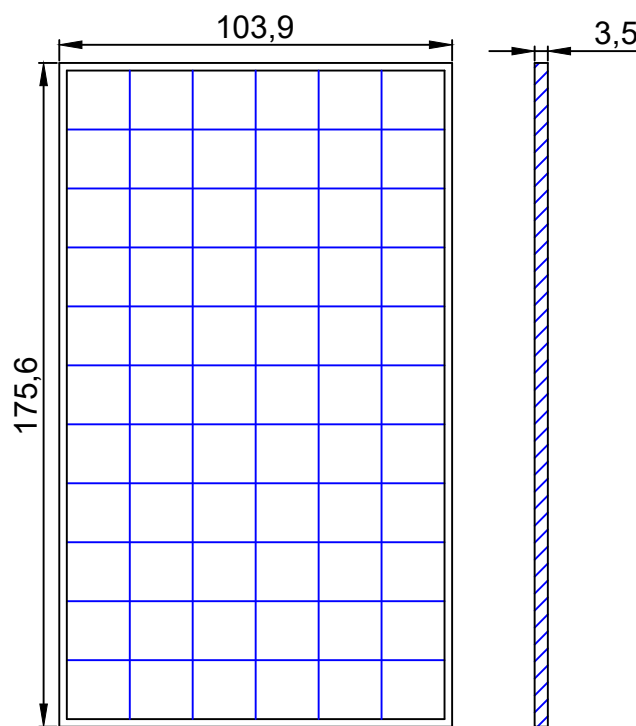
CORTE - DETALLE PANEL SOLAR
ESC.1:4000



Planta de fundación para estructura de paneles fotovoltaicos
(Medias expresadas en centímetros)


PLANTA DE FUNDACIONES PARA ESTRUCTURA DE PANELES
ESC.1:4000

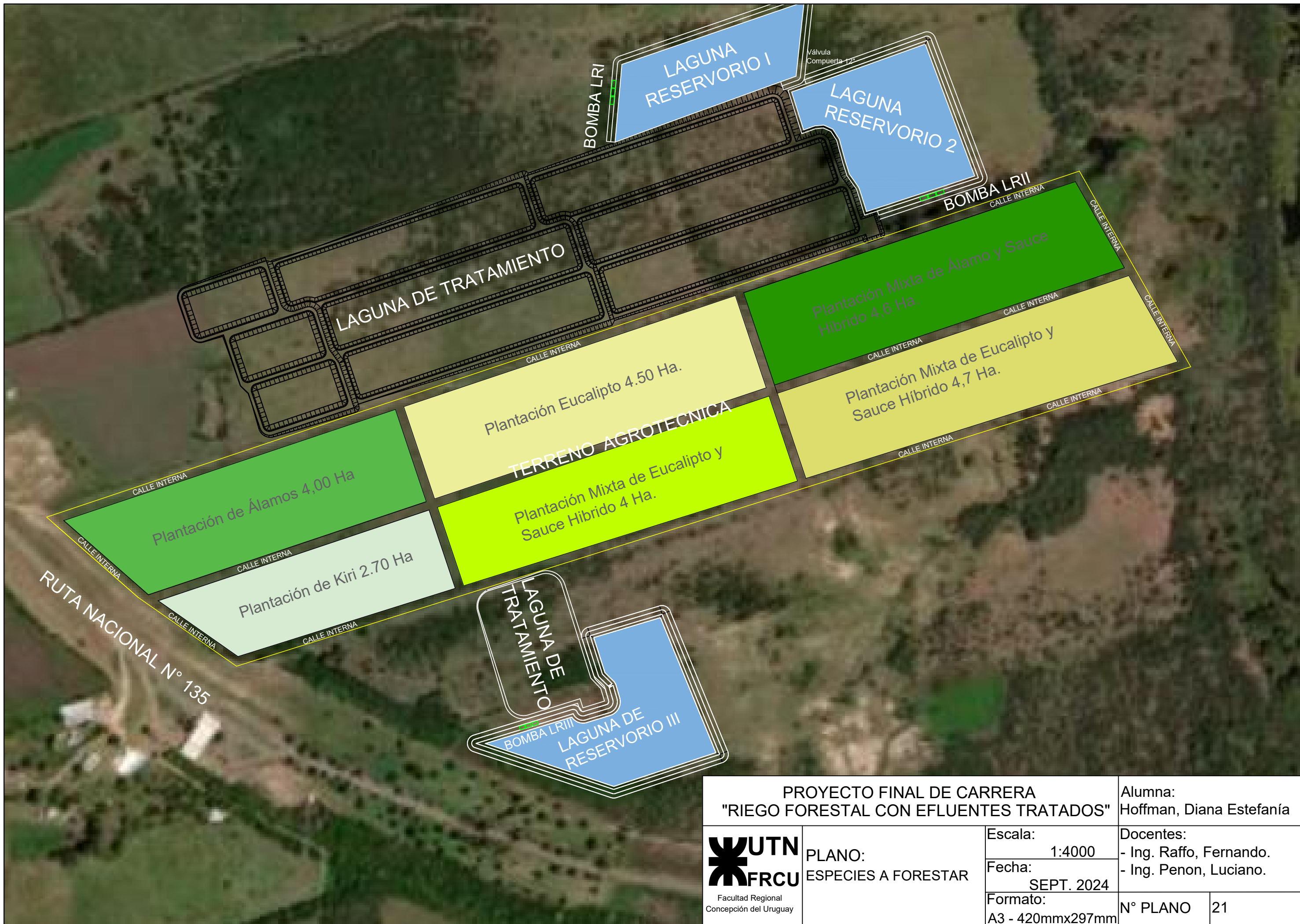
Monocristalino PERC HC
Potencia: 380 W . 120 celdas



(Medias expresadas en centímetros)

PANEL TIPO
ESC.1:2000

 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía
	PLANO: CÁMARA DISTRIBUIDORA	Escala: S/E	Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
Formato: A4 - 210mmx297mm	Fecha: Sep. 2024	N° PLANO 20	



PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PLANO: ESPECIES A FORESTAR	Escala: 1:4000	Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
		Fecha: SEPT. 2024	
		Formato: A3 - 420mmx297mm	N° PLANO 21

PROYECTO FINAL DE CARRERA
"RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"

PLANO:
 SEPARACIÓN ENTRE ARBOLES

Escala:
 1:10

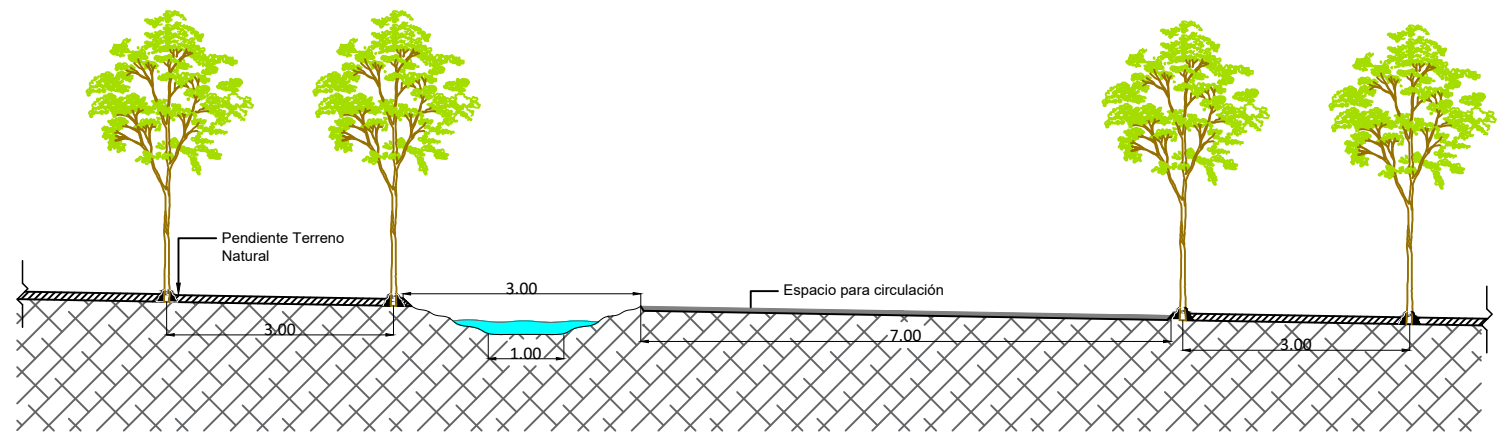
Fecha:
 SEPT. 2024

Formato:
 A4 - 210mmx297mm

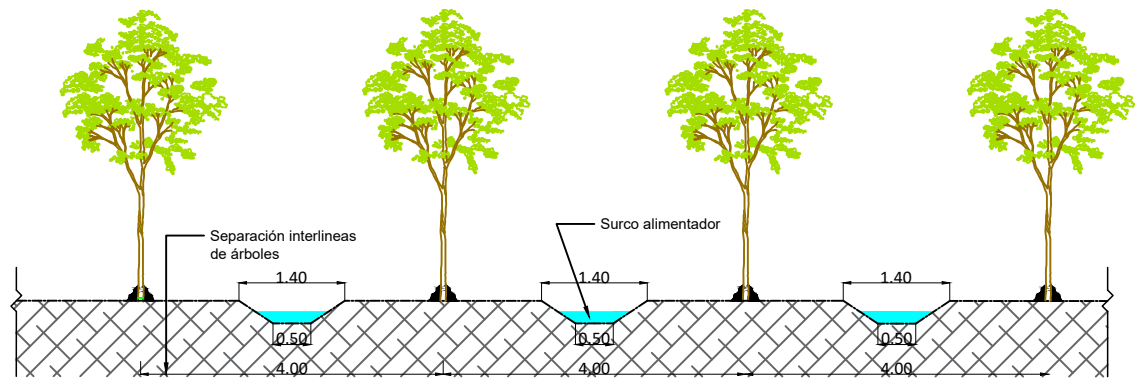
Alumna:
 Hoffman, Diana Estefanía

Docentes:
 - Ing. Raffo, Fernando.
 - Ing. Penon, Luciano.

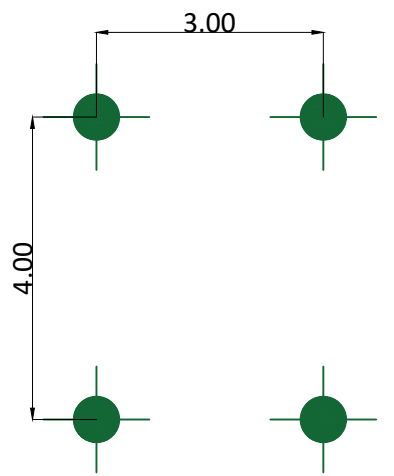
N° PLANO
 22



Separación entre árboles. Corte A-A. Genérico

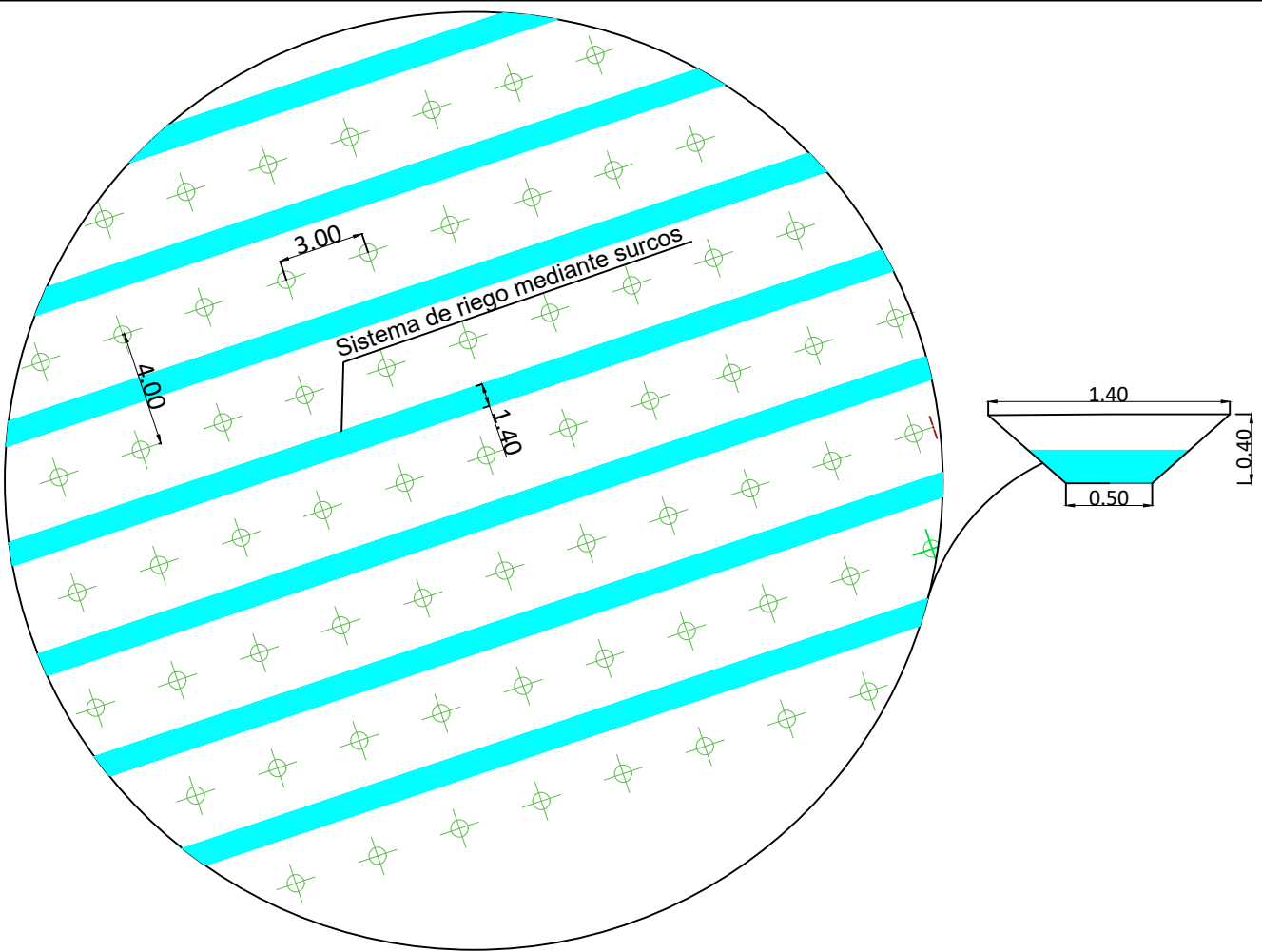


Separación entre árboles. Corte B-B. Genérico

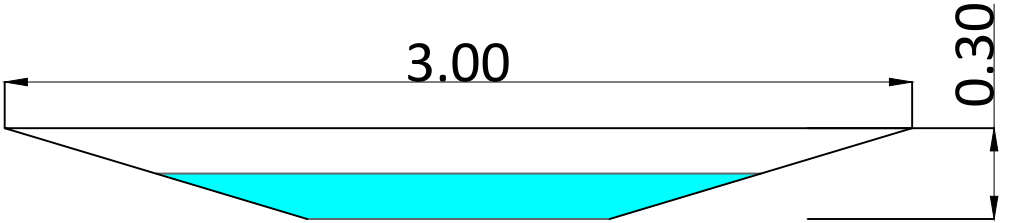


Separación entre árboles

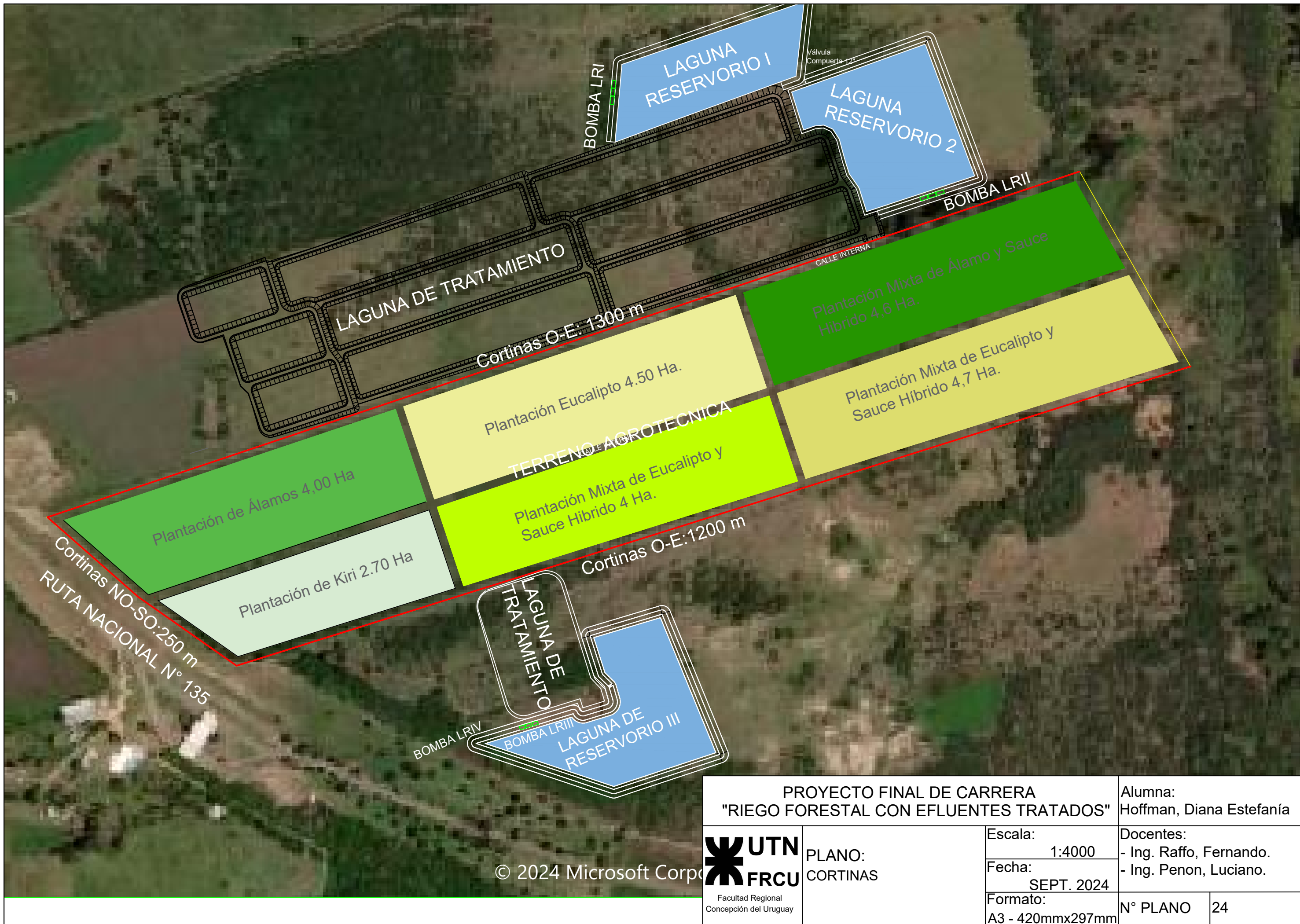
		PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"	
PLANO: DETALLE SURCOS		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
Escala: 1:10		Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.	
Fecha: SEPT. 2024		N° PLANO	
Formato: A4 - 210mmx297mm		23	




Detalle de surcos alimentadores y separaciones



Detalle de surco del colector



PROYECTO FINAL DE CARRERA "RIEGO FORESTAL CON EFLUENTES TRATADOS"		Alumna: Hoffman, Diana Estefanía	
 Facultad Regional Concepción del Uruguay	PLANO: CORTINAS	Escala: 1:4000	Docentes: - Ing. Raffo, Fernando. - Ing. Penon, Luciano.
		Fecha: SEPT. 2024	
		Formato: A3 - 420mmx297mm	N° PLANO 24

© 2024 Microsoft Corporation



INFORME 4 ETAPA 2 - COLÓN

**SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y
EMISARIOS PARA LAS CIUDADES DE CONCEPCIÓN DEL
URUGUAY, COLÓN Y SAN JOSÉ**

Febrero de 2023

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS	5
ÍNDICE DE TABLAS	8
1. INTRODUCCIÓN	10
2. ANÁLISIS Y RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES	12
2.1 SÍNTESIS DE ESTUDIOS ANTECEDENTES	12
2.2 DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL DE SANEAMIENTO	14
2.2.1 Red cloacal	14
2.2.2 Planta de tratamiento	17
3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	21
3.1 UBICACIÓN DE LA PLANTA	21
3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO	23
3.2.1 Período de diseño	23
3.2.2 Proyección de población	23
3.2.3 Caudales de diseño	25
3.3 TIPO DE TRATAMIENTO SELECCIONADO	28
3.4 PROPUESTA DE ALTERNATIVAS DE LAYOUT	29
3.4.1 Alternativa 1	30
3.4.2 Alternativa 2	34
3.4.3 Alternativa 3	41
3.5 COMPARACIÓN Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS	48
3.6 ANTEPROYECTO DE ALTERNATIVA SELECCIONADA	48
3.6.1 Descripción general	48
3.6.2 Dimensionamiento de unidades	49
3.7 CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO	56
3.7.1 Escenarios de calculo	56

3.7.2	Fundamentos Teóricos	56
3.7.3	Reja de limpieza manual	59
3.7.4	Canaleta Parshall	61
3.7.5	Pretratamiento	63
3.7.6	Laguna Anaeróbica	64
3.7.7	Cámara de Contacto (Cloración):	65
3.7.8	Elementos de seguridad	65
3.7.9	Anexos	65
4.	EMISARIO	67
4.1	PARÁMETROS DE DISEÑO	67
4.1.1	Restricciones a los Efluentes según el Digesto de CARU	67
4.1.2	Cotas del río Uruguay y parámetros operativos de diseño	68
4.1.3	Caudal de diseño y verificación	76
4.2	MODELIZACIÓN HIDRODINÁMICA UNIDIMENSIONAL	76
4.2.1	Implementación del Modelo Hidrodinámico Unidimensional	76
4.2.2	Calibración del modelo Hidrodinámico Unidimensional	77
4.2.3	Explotación del Modelo Hidrodinámico Unidimensional	83
4.3	MODELIZACIÓN MATEMÁTICA BIDIMENSIONAL DE LA PLUMA DE DESCARGA DE EFLUENTES	85
4.3.1	Descripción del Modelo Matemático	85
4.3.2	Modelación matemática antecedente	87
4.3.3	Modelación matemática hidrodinámica desarrollada	90
4.3.4	Parámetros y Escenarios hidrológicos de modelización de la pluma de descarga	94
4.4	ALTERNATIVAS DE TRAZADO Y PUNTO DE VUELCO	96
4.4.1	Alternativa 1 (Fluvial)	96
4.4.2	Alternativa 2 (Lagunar)	97
4.4.3	Alternativa 3 (Traza variante)	98

4.5	RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE CALIDAD DE AGUA EN LA DESCARGA	98
4.5.1	Parámetros de comparación de las alternativas en relación con la calidad del agua	98
4.5.2	Alternativa 1 (Fluvial)	99
4.5.3	Alternativa 2 (Lagunar)	106
4.5.4	Conclusiones de la modelación	120
4.6	DESCRIPCIÓN Y DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL EMISARIO	121
4.6.1	Alternativas consideradas para el dimensionamiento	121
4.6.2	Criterios de diseño	121
4.6.3	Niveles en cámara de carga y en la descarga	121
4.6.4	Cámara de carga	122
4.6.5	Obra de desborde	122
4.6.6	Disposición de cámaras de inspección	122
4.6.7	Desembocadura del emisario	127
4.6.8	Material, diámetro y clase del conducto	128
4.6.9	Ecuaciones utilizadas para el cálculo	130
4.6.10	Perfil altimétrico	133
4.6.11	Implementación de modelo SWMM	136
5.	CÓMPUTO Y PRESUPUESTO DE LAS OBRAS PROYECTADAS	143
6.	CARPETA DE ENTREGABLES	146
7.	CONCLUSIONES	147

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Cámara de ingreso a lagunas existentes.....	18
Figura 2 Laguna anaeróbica existente (vista hacia el sudoeste).	18
Figura 3 Lagunas anaeróbicas existentes (vista hacia el sudeste).	19
Figura 4 Salida de laguna facultativa existente. (Vista hacia el norte).	19
Figura 5 Estado de laguna facultativa existente (izquierda). Vista hacia el noroeste.....	20
Figura 6 Imagen satelital (Google Earth) de lagunas anaeróbicas (abajo) y facultativas (arriba).	20
Figura 7 Vista aérea de la zona de implantación de la PTAR.	22
Figura 8 Vista aérea de inundación en la zona de implantación de la PTAR.	22
Figura 9 Resultados de proyección de población según distintas metodologías.	24
Figura 10 Imagen representativa – Lagunas de estabilización.	29
Figura 11 Layout general de las lagunas de la Alternativa 1.	34
Figura 12 Layout general de las lagunas de la Alternativa 2.	41
Figura 13 Layout general de las lagunas de la Alternativa 3.	48
Figura 14 Esquema Reja.	60
Figura 15 Geometría canaleta Parshall	61
Figura 16 Pretratamiento - Sector inicial.....	64
Figura 17 Pretratamiento - Sector final	64
Figura 18 Tramo canaleta Parshall – Laguna Anaeróbica.....	64
Figura 19 Interconexión Laguna Anaeróbica – Facultativa – Salida a Cloración.	65
Figura 20 Pretratamiento de la planta	65
Figura 21 Correlación de niveles registrados en Concepción del Uruguay y Colón.	70
Figura 22 Serie de niveles máximos anuales en Colón, referidos al cero del hidrómetro local.	71
Figura 23 Ajuste de distribuciones de extremos a los niveles máximos anuales registrados en Colón entre 1980 y 2021. Recurrencias en años.	72
Figura 24 Ajuste de la distribución GEV MV a los niveles máximos anuales registrados en Colón entre 1980 y 2021. Recurrencias en años.	73
Figura 25 Curva de frecuencia de niveles en Colón (período 11/2003-10/2021).	74
Figura 26 Imagen de la Red hídrica del modelo HEC-RAS.....	77
Figura 27 Niveles medidos y calculados en la estación ubicada en la boca del Gualeguaychú.	79
Figura 28 Niveles Medidos y Simulados en Concepción del Uruguay (28/12/2017 - 1/3/2018).	79
Figura 29 Niveles Medidos y Simulados en Colón (2003 y 2004).	80
Figura 30 Niveles Medidos y Simulados en Boca Gualeguaychú (25/07/18-2/09/18).	81
Figura 31 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y condiciones de borde de la modelación (24/08/18-4/09/18).	82
Figura 32 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y condiciones de borde aguas abajo de la modelación con el submodelo (24/08/18-4/09/18).	82
Figura 33 Relación Altura – Caudal en Concepción del Uruguay.	84
Figura 34 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y caudales modelados en Concepción del Uruguay y Colón con el submodelo para un escenario de diseño en estiaje.....	85
Figura 35 Zona Modelada (GECRU) – Modelo Digital del lecho.	88
Figura 36 Concentración de bacterias coliformes fecales debido a las descargas de Colón y Paysandú (GECRU, Zabalett, 2012).	89
Figura 37 Modelo digital del lecho del río Uruguay modelado.	90
Figura 38 Campo de velocidades típico en condición de estiaje de diseño.	92
Figura 39 Campo de velocidades típico en el máximo de la inversión de caudal durante una sudestada.	93
Figura 40 Alternativas de traza y punto de vuelco del emisario.	96

Figura 41 Alternativa 1 Fluvial. Concentración de DBO ₅ luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.....	100
Figura 42 Alternativa 1 Fluvial. Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.	101
Figura 43 Alternativa 1 Fluvial. Acumulación del efluente durante la inversión del flujo. DBO ₅	102
Figura 44 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la playa de la Isla de Hornos. DBO ₅	103
Figura 45 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la Playa Sur de Colón. DBO ₅	103
Figura 46 Alternativa 1 Fluvial. Máximo avance hacia el Norte de la pluma al final de la reversión de flujo. DBO ₅	104
Figura 47 Alternativa 1 Fluvial. Acumulación del efluente durante la inversión del flujo. Bacterias coliformes fecales.	104
Figura 48 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la playa de la Isla de Hornos. Bacterias coliformes fecales.	105
Figura 49 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la Playa Sur de Colón. Bacterias coliformes fecales.....	105
Figura 50 Alternativa 1 Fluvial. Máximo avance hacia el Norte de la pluma al final de la reversión de flujo. Bacterias coliformes fecales. Cambio de escala para resaltar valores menores a 20 UFC/100ml.	106
Figura 51 Características del cuerpo lagunar de descarga para la Alternativa 2.....	107
Figura 52 Relevamiento del cuerpo lagunar de descarga para la Alternativa 2. Fuente: Municipio de Colón.....	108
Figura 53 Curvas Tipo de DBO a 20°C.	111
Figura 54 Floración algal afectando las playas balnearias de Colón (14/02/2008).	113
Figura 55 Cambios físicos, químicos y biológicos en la calidad del agua, causados por el proceso de eutrofización	114
Figura 56 Diagrama simplificado de los factores que determinan las causas de las floraciones de cianobacterias y los efectos de éstas sobre los sistemas acuáticos, su biota y sus potenciales usos (modificado de Watanabe et al., 1995).....	115
Figura 57 Superposición de resultado de la modelación de concentración de Clorofila a en el Embalse de Salto Grande con resultados de campañas de la CARU de monitoreo de floraciones algales...	117
Figura 58 Concentración de DBO ₅ luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.....	118
Figura 59 Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.....	119
Figura 60 Ubicación de cámaras del emisario (Alternativa 1, 1ra y 2da etapa).	127
Figura 61 Dimensiones de las válvulas Pico de Pato consideradas.....	128
Figura 62 Velocidades en distintos materiales, para el caudal de diseño.	129
Figura 63 Pérdidas de carga en distintos materiales, para el caudal de diseño.	129
Figura 64 Pérdidas de energía en válvulas pico de pato 12” en función del caudal.....	132
Figura 65 Perfil traza Alternativa 1 (Seleccionada).	133
Figura 66 Perfil traza Alternativa 2 (descartada).	134
Figura 67 Topología del modelo SWMM.....	137
Figura 68 Perfil conducto y línea piezométrica. Escenario 1.....	138
Figura 69 Mapa de valores de velocidad en conductos. Escenario 1.....	138
Figura 70 Mapa de valores de nivel piezométrico en nodos. Escenario 1.	139
Figura 71 Mapa de valores de caudal ingresante en nodos. Escenario 1.	139
Figura 72 Perfil conducto y línea piezométrica. Escenario 2.....	140
Figura 73 Mapa de valores de velocidad en conductos. Escenario 2.....	141

Figura 74 Mapa de valores de nivel piezométrico en nodos. Escenario 2.	141
Figura 75 Mapa de valores de caudal ingresante en nodos. Escenario 2.	142

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Listado de documentación antecedente.	13
Tabla 2 Resultados de proyección de población según distintas metodologías.	25
Tabla 3 Población estable y flotante.....	25
Tabla 4 Definición de caudales característicos.....	26
Tabla 5 Coeficientes máximos y mínimos, diarios y horarios.....	26
Tabla 6 Parámetros y caudales de diseño.	27
Tabla 7 Clasificación de lagunas de estabilización.	28
Tabla 8 Resumen de parámetros de diseño.	30
Tabla 9 Cálculo de volumen de Lagunas Anaeróbicas.	31
Tabla 10 Cálculo de área de Lagunas Anaeróbicas.....	31
Tabla 11 Cálculo de DBO en salida de Lagunas Anaeróbicas.....	32
Tabla 12 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.....	33
Tabla 13 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.	33
Tabla 14 Parámetros de diseño adoptados al año 10.....	35
Tabla 15 Verificación de volumen de Lagunas Anaeróbicas al año 10.	36
Tabla 16 Verificación de área de Lagunas Anaeróbicas al año 10.....	36
Tabla 17 Determinación de la DBO ₅ en salida de Lagunas Anaeróbicas.	37
Tabla 18 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.....	37
Tabla 19 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.	38
Tabla 20 Cálculo de volumen de Lagunas Anaeróbicas.	38
Tabla 21 Cálculo de área de Lagunas Anaeróbicas.....	39
Tabla 22 Cálculo de DBO ₅ a la salida de Lagunas Anaeróbicas.....	39
Tabla 23 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.....	40
Tabla 24 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.	40
Tabla 25 Parámetros de diseño adoptados al año 10.....	41
Tabla 26 Verificación de volumen de Lagunas Anaeróbicas al año 10.	42
Tabla 27 Verificación de área de Lagunas Anaeróbicas al año 10.....	42
Tabla 28 Determinación de la DBO ₅ en salida de Lagunas Anaeróbicas.	43
Tabla 29 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.....	43
Tabla 30 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.	44
Tabla 31 Resumen de parámetros de diseño año 20.....	44
Tabla 32 Cálculo de volumen de Lagunas Anaeróbicas.	45
Tabla 33 Cálculo de área de Lagunas Anaeróbicas.....	45
Tabla 34 Cálculo de DBO ₅ a la salida de Lagunas Anaeróbicas.....	46
Tabla 35 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.....	46
Tabla 36 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.	47
Tabla 37 Cálculo de primera Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 10).	50
Tabla 38 Cálculo de segunda Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 10).....	51
Tabla 39 Cálculo de primera Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 20).	52
Tabla 40 Cálculo de segunda Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 20).....	53
Tabla 41 Cálculo de tercera Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 20).....	54
Tabla 42 Diferencias entre niveles registrados y teóricos en Colón.	70
Tabla 43 Parámetros Estadísticos de las series analizadas	72
Tabla 44 Alturas máximas anuales para diferentes recurrencias, referidas al cero del hidrómetro de Colón.....	73
Tabla 45 Frecuencia acumulada de niveles en Colón (período 11/2003-10/2021).	74
Tabla 46 Coeficientes R y K2 según el cuerpo receptor para la simulación de la evolución de la DBO.	112
Tabla 47 Coeficientes K2 según el tipo de efluente para la simulación de la evolución de la DBO.....	112

Tabla 48 Composición fisicoquímica del Río Uruguay (1976-1978) y del embalse Salto Grande 1980-2002 (Fuente CTMSG).....	116
Tabla 49 Clasificación de Estado Trófico en cuerpos de agua. Valores típicos de Nitrógeno y Fósforo (Fuente: OECD, 1982).....	118
Tabla 50 Ubicación de cámaras de inspección Emisario 1ra etapa.....	124
Tabla 51 Ubicación de cámaras de inspección Emisario 2da etapa.....	126
Tabla 52 Velocidades y pérdidas de carga totales para distintos diámetros y materiales.....	128
Tabla 53 Valores de k para cambios de dirección en cámaras.	131
Tabla 54 Perfil traza Alternativa 1.	135
Tabla 55 Perfil traza Alternativa 2.	135
Tabla 56 Parámetros generales para elaboración de presupuesto.....	143
Tabla 57 Planilla de cómputo y presupuesto.	145

1. INTRODUCCIÓN

La División de Agua y Saneamiento (INE/WSA) del Banco Interamericano de Desarrollo (BID) es responsable de la supervisión de la adecuada ejecución de varias operaciones de préstamo y cooperación técnica que financian una serie de proyectos de agua, saneamiento, gestión de residuos y ambientales en Argentina.

La provincia de Entre Ríos ha suscripto con el BID el Convenio de Préstamo N° 4822/OC-RG para el financiamiento del Programa de Saneamiento Integral de las Ciudades de la Cuenca del Río Uruguay. Este tiene por objetivo general *“respaldar la política del Gobierno de la Provincia de Entre Ríos para i) Ampliar la cobertura de desagües cloacales y el tratamiento de las aguas residuales, ii) Mejorar la capacidad de gestión de los servicios”*.

Las actividades se ejecutan a través de la Coordinación Sectorial del Programa (CSP) dependiente de la Unidad Ejecutora Provincial (UEP), en el marco del Ministerio de Planeamiento, Infraestructura y Servicios de la Provincia (MPlyS).

Entre las acciones a financiar se encuentran obras nuevas y de rehabilitación, optimización y expansión de los sistemas de recolección, tratamiento y disposición de los efluentes cloacales, así como el desarrollo de las condiciones y capacidades institucionales para la prestación de los servicios.

En este contexto, la UEP contrató a SERMAN & ASOCIADOS S.A. con el objetivo de brindar el servicio de consultoría para la *“Elaboración de Anteproyectos (diseño preliminar) de Sistemas de tratamiento de Aguas Residuales y Emisarios para las ciudades de Concepción del Uruguay, Colón y San José”*.

El alcance de la consultoría consiste en la elaboración de un estudio de al menos dos (2) alternativas de tratamiento cloacal con emisario, de corresponder, que permitan cumplimentar con las normativas ambientales y sectoriales vigentes en la provincia, incluyendo las establecidas por la CARU, con un horizonte de 20 años, para las localidades de Concepción del Uruguay, Colón y San José.

La consultoría, de acuerdo con los términos de referencia, se divide en dos etapas consecutivas para cada localidad, las cuales se describen a continuación:

- Etapa 1: incluye la revisión y análisis de documentación antecedente, el desarrollo de un estudio y selección de alternativas de tratamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), la verificación del cálculo hidráulico de la planta y alternativas de traza de emisario, y la modelación matemática de dispersión de contaminantes en el río Uruguay.
- Etapa 2: Esta etapa abarca el desarrollo de la ingeniería de la planta y del emisario (a nivel de anteproyecto) de la alternativa seleccionada, incluyendo las especificaciones técnicas que se requieren para desarrollar el proyecto ejecutivo bajo la modalidad de Diseño, Construcción y Operación, y el cómputo y presupuesto correspondientes.

El presente documento, denominado Informe 4, comprende todos los trabajos requeridos por los términos de referencia para la Etapa 2 de la localidad de Colón e integra los trabajos realizados en la Etapa 1.

En el Capítulo 2 de este informe se realiza una recopilación de la documentación existente y un análisis de la misma en lo que respecta a diseños preliminares, proyectos previstos, y estudios complementarios realizados en la zona de estudio. También se realiza una descripción y diagnóstico de la situación actual de saneamiento de Colón.

En el Capítulo 3 se realiza la definición de parámetros de diseño, incluyendo la proyección de población para el período de diseño, la determinación de los caudales de diseño de la PTAR, las características

del líquido cloacal afluente a la PTAR y las del efluente tratado exigidas por normativa. Luego, se realiza el análisis y selección de alternativas de PTAR en lo que respecta al layout de las Lagunas de Estabilización. Por último, se desarrolla el dimensionamiento de la PTAR a nivel de procesos y los cálculos hidráulicos necesarios para su definición y descripción de las obras.

En el Capítulo 4 se realiza el análisis y selección de alternativas de emisario para la localidad, en lo que respecta a su trazado planialtimétrico, su diámetro y material, y las características de la descarga en el cuerpo receptor. Esto incluye su dimensionamiento y verificación hidráulica mediante una modelación hidráulica, y la modelación hidrodinámica unidimensional y bidimensional de calidad de agua en el cuerpo receptor, para conocer la pluma de dispersión de contaminantes.

En el Capítulo 5 se presenta el cómputo y presupuesto de las obras proyectadas, determinado a partir de un análisis de precios detallado de cada ítem, con una estimación de costos Clase 3 según AACE N°18R-97.

En el Capítulo 6 se detalla el contenido de la carpeta de documentación entregada que complementa al presente informe.

Por último, en el Capítulo 7 se presentan las conclusiones de los trabajos realizados englobando las dos etapas del proyecto.

2. ANÁLISIS Y RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES

2.1 SÍNTESIS DE ESTUDIOS ANTECEDENTES

Se ha realizado una recopilación de documentación antecedente a partir de las diversas solicitudes e intercambios con autoridades de la municipalidad de Colón, la cual se ha ordenado y resumido en la Tabla 1. Como complemento del presente informe, se adjuntará un legajo que incluya dicha documentación antecedente, junto con una planilla a modo de índice y una breve descripción del contenido de cada archivo.

En resumen, se dispone de la siguiente información:

- Informe, documentación gráfica y otra documentación complementaria relativa al anteproyecto de saneamiento de la localidad de Colón realizado en 2017. Este incluye una propuesta de obras de mejora en la red cloacal, ampliación de la red y nuevas estaciones elevadoras, y la realización de una nueva planta depuradora en remplazo de la existente.
- Informe de diseño preliminar de lagunas de estabilización realizado por la municipalidad para su implantación en terrenos que se encuentran en proceso de gestiones de compra.
- Batimetrías del río Uruguay y de una laguna o canal que es un antiguo brazo del río Uruguay, las cuales pueden ser aprovechadas para la modelación hidrodinámica de los cuerpos receptores para analizar la dispersión de contaminantes.
- Estudios de suelos en la zona de un terreno municipal, el cual será parte del área considerada para la PTAR y que a priori pueden considerarse en una primera etapa de diseño como extrapolables al resto de los terrenos a utilizar.
- Relevamiento topográfico de un predio que se ubica entre los terrenos en proceso de compra y los terrenos municipales, el cual se utilizará como base para estimar los niveles del terreno natural en la zona de la PTAR, complementado con modelos digitales de elevación disponibles en la web del Instituto Geográfico Nacional (IGN).
- Relevamiento topográfico lineal cercano a las alternativas de trazas analizadas para el conducto emisario.
- Informe de niveles máximos mensuales informados por Prefectura Naval Argentina (PNA) en el período 1998 – 2008.
- En simultáneo con los trabajos realizados se ha recibido información y documentación referente a la topografía del predio previsto para la ejecución de la PTAR.

Tabla 1 Listado de documentación antecedente.

		Carpeta	Subcarpeta	Archivo		
Anteproyecto antecedente Saneamiento Ciudad de Colón	Memoria	\Colon\Anteproyecto antecedente Colon	\TOMO I - MEMORIA	Informe Avance Proyecto 01-12-2017.docx		
	Anexos			Memoria Final (01-12-2017).docx		
			\TOMO II -ANEXOS\1-Datos estadísticos de Poblacion	COLON-RELEVAMIENTO.xls		
				Población Temporal.pdf		
				1-CURVAS NIVEL.dwg	2Y3-SISTEMA CLOACAL.dwg	
					4a6-RED CLOACAL CAÑERIAS.dwg	
					7-IMPULSIÓN.dwg	
					8-LAGUNAS ESTABILIZACION.dwg	
					\TOMO II -ANEXOS\2-Planos	9y10-CERCO_DEPOSITO_LAGUNAS.dwg
						11-ESTACIONES EXISTENTES.dwg
						11-ESTACIONES PRINCIPALES.dwg
					11-ESTACIONES TIPO.dwg	
					12-PUENTE ARROYO ARTALAZ.dwg	
					13-PLANOS TIPO.dwg	
					\TOMO II -ANEXOS\3-Planillas general	Tabla General Final.xlsx
					\TOMO II -ANEXOS\4-Planilla_Lagunas_ENO HSA	Cálculo Lagunas-ENOHSA.xlsx
					\TOMO II -ANEXOS\5-Alternativas	ALT_TRAT_CLOACAL.docx
				\TOMO II -ANEXOS\6-Analisis de Precio y Presupuesto	ANALIS~1.xls	
					PRESUP_NOV_17.xls	
	\TOMO II -ANEXOS\8-Notas		Nota CARU2.docx			
Nota Vialidad.docx						
Fact_Elect_EEBB.docx						
Fact_Elect_Predio_Lagunas.docx						
\TOMO II -ANEXOS\9-Img satelital	Punto de Vuelco.jpg					
	INDICE DE ANEXOS.docx					
	zona implantacion lagunas.kmz					
Batimetrías	Imágenes	\Colon\Batimetría		CotasCoordColon.xls		
				CotasCoordColon.prn		

		Carpeta	Subcarpeta	Archivo
Anteproyecto Planta de tratamiento	Planos	\Colon\Anteproyecto nuevo predio		Topografía_predio_forestacion.dwg
	Memoria	\Colon\Anteproyecto nuevo predio		Propuesta PTAR Municipalidad de Colon.co
Información recibida municipalidad	Estudio de suelos	\Colon\Información recibida		Anexo 17 Estudio de Suelos.pdf
				Anexo II Informe geotecnia.pdf
				Informe de Avance N° 1 FR.docx
	Topografía			Claudio Ptos relevados p Emisarios.dwg
				Claudio Vista Gral.pdf
	Batimetrías			Batimetria arroyo y río Colon.dwg
				cotas batimetria.xls
Niveles hidrométricos		Niveles Río Uruguay.docx		

2.2 DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL DE SANEAMIENTO

El presente análisis de la situación actual surge en su mayoría del informe final realizado en el marco de un Anteproyecto presentado al Gobierno de Entre Ríos para el “Saneamiento integral de ciudades ribereñas del río Uruguay”, realizado en diciembre del 2017.

2.2.1 Red cloacal

La Ciudad cuenta con un sistema de red cloacal que sirve a un 86% de la población (8.847 conexiones); la red actualmente está en expansión.

Las características de la Ciudad, con fuertes pendientes que generan depresiones, impiden el trabajo por gravedad del sistema haciendo necesaria la utilización de estaciones de bombeo en los puntos bajos de las cuencas como solución al problema.

La Ciudad cuenta actualmente con 10 (diez) estaciones en funcionamiento. Dichas estaciones bombean a la Planta de Tratamiento ubicadas en calle Río Iguazú y Cantón de Valláis, las que se utilizan para disposición y tratamiento final de los afluentes y consisten en el denominado sistema australiano con cuatro lagunas (2 anaeróbicas y 2 facultativas).

El servicio de mantenimiento y reparaciones está a cargo de la Secretaría de Obras y Servicios Públicos – Sección Obras Sanitarias.

2.2.1.1 Descripción Resumen del Sistema Existente

El sistema de desagües cloacales que sirve actualmente a la ciudad de Colón, es la suma de la red original diseñada y construida por la Dirección de Obras Sanitarias de Entre Ríos en el año 1980; más

las obras de ampliación que se ejecutaron por cuenta de la Municipalidad de Colon a partir de ese año en que esta asume la responsabilidad de la prestación del servicio sanitario de la ciudad.

El sistema diseñado por la Dirección Provincial de Obras Sanitarias de Entre Ríos (DPOSER), previó prestación del servicio a la zona delimitada por las calles Martín Reibel al Sur, Galliard al Norte, el Boulevard Sanguinetti al Oeste y el Río Uruguay al Este, con lo que se cubría la totalidad de la zona poblada servida por el Sistema de Provisión de Agua Potable al momento de su confección.

2.2.1.2 Sistema original construido por la Dirección Provincial de Obras Sanitarias (DPOSER)

Por lo anterior y la problemática topográfica que presenta la ciudad, la obra diseñada y ejecutada por la DPOSER incluía los trabajos siguientes:

1. La instalación de cañerías colectoras de Hormigón simple de diámetro 150 ,200 y 250 mm en 347 cuadras de la ciudad.
2. La instalación de 2800 metros de colectores de Hormigón simple de diámetro 250, 300 y 400 mm.
3. La construcción de tres Pozos de Bombeo de los cuales uno de ellos, el N°1, eleva la totalidad del efluente a la Planta de Tratamiento, a este pozo llega por gravedad aproximadamente un 45% del efluente total, mientras que el 55% restante proviene del bombeo de los otros dos pozos.
4. El pozo N°1, ubicado en calle Vieytes y Río Iguazú posee una instalación electromecánica admisible para tres equipos sumergibles con una capacidad total de bombeo de 150 litros por segundo; elevando el efluente a la planta de tratamiento por medio de una cañería impulsión de asbesto cemento clase 5 de diámetro 350 mm de 650 metros de longitud.
5. El pozo N°2, ubicado en calle Lugones y Tucumán posee una instalación electromecánica admisible para dos equipos sumergibles con una capacidad total de bombeo de 80 litros por segundo; elevando el efluente por medio de una cañería de impulsión de asbesto cemento clase 5 de diámetro 300 mm de 780 metros de longitud, hasta un colector de hormigón simple de diámetro 300 mm que descarga el efluente en el pozo N°1.
6. El pozo N° 3, ubicado en calle Salta y Paso de los Andes posee una instalación electromecánica admisible para dos equipos sumergibles con una capacidad total de bombeo de 60 litros por segundo; elevando el efluente por medio de una cañería de impulsión de asbesto cemento clase 5 de diámetro 250 mm de 520 metros de longitud, hasta un colector de hormigón simple de diámetro 250 mm que descarga el efluente en el pozo N°1.
7. La construcción de una Planta de Tratamiento compuesta por dos lagunas de estabilización que trabajan en paralelo, a las cuales llegan los efluentes a través de una cámara de rejillas y otra partidora de caudales.

2.2.1.3 Obras de Ampliación Realizadas por la Municipalidad

Las obras de ampliación que se ejecutaron por cuenta de la Municipalidad de Colon desde el año 1980 tuvieron por objeto extender la prestación del servicio a nuevos sectores poblados de la ciudad, ello dentro del radio servido por el Servicio de Provisión de Agua Potable y las limitaciones fijadas por las Normas Urbanas que se imponen motivadas por la cota máxima que alcanzan las inundaciones generadas por las crecientes extraordinarias de las aguas del río Uruguay.

Por la ya citada problemática topográfica que presenta la ciudad, estas ampliaciones han requerido la construcción de nuevos Pozos de Bombeo, ello en un número mayor a los del diseño original, incluso para servir sectores reducidos de la ciudad.

Las obras de ampliación realizadas a la fecha, como asimismo las proyectadas y en vía de concreción, son las siguientes:

1. En el sector norte de la ciudad, las ampliaciones construidas han extendido el servicio a la zona comprendida por las calles Galliard al sur, Bvard Sanguinetti al Oeste, calle Batalla de Cepeda al Norte y el río Uruguay al Este, las obras realizadas son las siguientes:
 - 1.1 La instalación de cañerías colectoras de PVC tipo RCP de diámetro 160 mm en 88 cuadras y hormigón simple diámetro 150 mm en 7 cuadras de la ciudad.
 - 1.2 La instalación de un colector de PVC tipo RCP de diámetro 250 mm en 11 cuadras que descarga en la Cloaca Máxima y permitió originalmente ampliar el radio servido en este sector norte de la ciudad.
 - 1.3 La construcción del pozo de bombeo N° 5, ubicado en calles Lima y 1° Junta, posee una instalación electromecánica admisible para dos equipos sumergibles con una capacidad total de bombeo de 10 litros por segundo; elevando el efluente por medio de una cañería de impulsión de PVC Clase 6 de diámetro 160 mm de 650 metros de longitud, hasta un colector de PVC tipo RCP de diámetro 250 mm que descarga el efluente en el pozo N°4. Este pozo sirve a un reducido sector y su función principal actual es el rebombeo de los efluentes de los pozos N°6 y 7.
 - 1.4 La construcción del pozo de bombeo N°6, ver plano N°11.6 en Tomo II, ubicado en calles Rocamora y Belgrano, posee una instalación electromecánica admisible para dos equipos sumergibles con una capacidad total de bombeo de 20 litros por segundo; eleva el efluente por medio de una cañería de impulsión de PVC Clase 6 de diámetro 160 mm de 700 metros de longitud, hasta un colector de PVC tipo RCP de diámetro 200 mm que descarga el efluente en el pozo N°7. Este pozo originalmente descargaba por bombeo a la cañería colectora de la zona original, pero fue reorientada para permitir reducir el caudal de dicha cañería que se encuentra saturada.
 - 1.5 La construcción del pozo de bombeo N°7, ubicado en calles Sourigues y Batalla de Cepeda, posee una instalación electromecánica admisible para dos equipos sumergibles con una capacidad total de bombeo de 20 litros por segundo; elevando el efluente por medio de una cañería de impulsión de PVC Clase 6 de diámetro 200 mm de 750 metros de longitud que descarga el efluente en el pozo N°5.
 - 1.6 La construcción del pozo de bombeo N°10, ubicado en calles Fco. Creppy y Batalla de Cepeda, posee una instalación electromecánica admisible para dos equipos sumergibles con una capacidad total de bombeo de 14.25 litros por segundo; eleva el efluente por medio de una cañería de impulsión de PVC Clase 10 de diámetro 140 mm de 315 metros de longitud que descarga el efluente en la cámara de inspección de la intersección de calle Lima y Fco. Creppy.
2. En el sector oeste de la ciudad, las ampliaciones construidas han extendido el servicio a la zona comprendida por el Bvard. Galliard al Norte, Bvard. Sanguinetti al Este, Bvard. Ferrari al Sur y Calle Cabo Pereyra al Oeste, las obras realizadas son las siguientes:
 - 2.1 La instalación de cañerías colectoras de PVC tipo RCP de diámetro 160 mm en 128 cuadras de la ciudad.
 - 2.2 La construcción del pozo de bombeo N°4, ubicado en calles Vergniaud y Bvard. Galliard, posee una instalación electromecánica admisible para dos equipos sumergibles con una capacidad total de bombeo de 20 litros por segundo; elevando el efluente por medio de una cañería de impulsión de PVC Clase 6 de diámetro 200 mm de 1750 metros de longitud que descarga el efluente en la Planta de Tratamiento.

- 2.3 La construcción del pozo de bombeo N°8, ubicado en la continuación del Bvard. Galliard, posee una instalación electromecánica admisible para dos equipos sumergibles con una capacidad total de bombeo de 20 litros por segundo; elevando el efluente por medio de una cañería de impulsión de PVC Clase 6 de diámetro 160 mm de 627 metros de longitud que descarga el efluente en la red colectora ubicada en la intersección de las calles Piamonte y Bvard Galliard. Este pozo de bombeo fue construido para evacuar los efluentes del barrio El Ombú de 50 viviendas construido por el Instituto Provincial de la Vivienda de Entre Ríos en un predio ubicado al oeste de la calle Cabo Pereyra, el diseño del pozo se realizó tomando no solo este barrio sino la totalidad de la cuenca factible de servir de aproximadamente 50 hectáreas.
- 2.4 La construcción del pozo de bombeo N°9, con fondos provenientes de la Comisión Administradora de los Fondos Especiales de Salto Grande. Se ubica en la intersección de calle Lantelme y Rio Iguazú. Posee una instalación electromecánica admisible para dos equipos sumergibles con una capacidad total de bombeo de 60 litros por segundo; elevando el efluente por medio de una cañería de impulsión de PVC Clase 6 de diámetro 250 mm de 700 metros de longitud que descarga el efluente en la Planta de Tratamiento. Su construcción permitió ampliar el radio servido en la zona sudeste de la ciudad, como asimismo capta parte del efluente proveniente de la zona noreste de la misma.

2.2.1.4 Soluciones Aportadas por la Municipalidad

Ante la situación generada por saturación de la red existente, la Dirección de Obras Sanitarias Municipal de Colón, organismo técnico responsable de la prestación del servicio, concretó varias acciones tendientes a lograr descargar parte de los efluentes que generan esta situación en el sistema original, trabajando sobre la cloaca máxima, el colector de calle Salta y el pozo de bombeo N°1.

Los trabajos realizados son los siguientes:

1. Se construyó una nueva cañería de impulsión desde el pozo N°6 en PVC diámetro 160 mm, de 700 metros de longitud, hasta un colector de PVC tipo RCP de diámetro 200 mm que descarga el efluente en el pozo N°7, ello para derivar el caudal que antes se descargaba a la cloaca máxima en la esquina de las calles Belgrano y Bvard Galliard; asimismo se prevé que las colectoras que sirven Bvard Galliard entre Calles Lavalle y Belgrano deriven su caudal a este pozo de bombeo con igual fin.
2. Se construyó el pozo de bombeo N°7, que si bien tiene por fin permitir la ampliación de la red colectora para servir un sector de la ciudad, también permite la descarga del pozo de bombeo N°6.
3. Se concretó la construcción del pozo de bombeo N°9, construcción permitirá ampliar el radio servido en la zona sudeste de la ciudad, que descargará parte de la zona céntrica de la ciudad, como asimismo capta parte del efluente proveniente de la zona noreste de la misma.

2.2.2 Planta de tratamiento

Para la deposición final de los efluentes cloacales domiciliarios de la ciudad de Colón, en sus primeros años de vida se usaron pozos absorbentes, ello hasta que la contaminación emergente de las napas freáticas obligó a la construcción de un sistema de evacuación moderno.

El sistema original construido por Obras Sanitarias de la Provincia de Entre Ríos tiene una planta de tratamiento compuesta por dos lagunas de estabilización facultativas que trabajan en paralelo, a las cuales llegan los efluentes a través de una cámara de rejillas y partidora de caudales.

En total el sistema de recolección de residuos cloacales registra un padrón de aproximadamente 8847 conexiones domiciliarias con una red de conducción de aproximadamente 68.000 metros de cañerías para un servicio que alcanza al 86 % de la población.

Las lagunas se limpian con una reducida frecuencia por lo que tienen un alto nivel en su sector anaeróbico con un gran porcentaje de su tirante reducido.

De lo expresado surge que la totalidad de los efluentes cloacales de la ciudad descargan al arroyo prácticamente crudos, sin ningún tratamiento y/o con un tratamiento insuficiente.

En las siguientes figuras se puede observar el estado actual de la planta de tratamiento existente. Estas fotografías han sido provistas por autoridades municipales. La Figura 6 es una imagen satelital extraída de Google Earth donde también se puede apreciar el estado de las lagunas.

Se observa en todas las imágenes que las lagunas tienen abundante vegetación en la superficie y que una de las lagunas facultativas se encuentra seca, por lo que no funciona actualmente.



Figura 1 Cámara de ingreso a lagunas existentes.



Figura 2 Laguna anaeróbica existente (vista hacia el sudoeste).



Figura 3 Lagunas anaeróbicas existentes (vista hacia el sudeste).



Figura 4 Salida de laguna facultativa existente. (Vista hacia el norte).



Figura 5 Estado de laguna facultativa existente (izquierda). Vista hacia el noroeste.



Figura 6 Imagen satelital (Google Earth) de lagunas anaeróbicas (abajo) y facultativas (arriba).

3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

3.1 UBICACIÓN DE LA PLANTA

La municipalidad de Colón ha realizado gestiones por la compra de tres terrenos contiguos pertenecientes a las hermanas de apellido Lavarda, ubicados al sur de la localidad de Colón, con acceso desde la Ruta Nacional 135, a unos 400 metros del Puesto de Control de Gendarmería Nacional previo al paso fronterizo con Uruguay del Puente Internacional Paysandú – Colón.

El predio ubicado más al sur (Partida Municipal N°30467), el cual inicialmente era el único con gestiones avanzadas para su compra, posee una superficie total de 20 hectáreas, de las cuales 10 hectáreas son utilizables para construir. Esto se debe a que debe dejarse un retiro de 200 metros respecto del frente del terreno, y a que se adopta como límite inferior para construir la cota 8,00 m medida respecto al cero local del hidrómetro de Colón (criterio sugerido por la municipalidad de Colón).

Dicho predio se ubica en un punto alto del terreno en la zona, coincidiendo con una divisoria de aguas. Desde allí, los niveles de terreno natural disminuyen en dirección norte, este y sur. La cota máxima del terreno dentro del área útil es de aproximadamente 17,80 m, mientras que la cota mínima es de 8,00 m. La pendiente dentro del predio es predominante en la dirección oeste – este, descendiendo hacia el este a razón del 0,90%.

Dichas cotas y pendientes han sido obtenidas a partir del relevamiento topográfico realizado en el predio, complementado con un relevamiento topográfico antecedente del terreno que linda hacia el sur del descripto previamente, el cual pertenece a una escuela agrotécnica cercana y donde se proyecta en el futuro realizar una forestación que pueda recibir parcial o totalmente el agua residual tratada para riego (sin ser tenido en cuenta en el presente estudio).

Por otra parte, el predio ubicado al norte (dos terrenos, Partida Municipal N°30823 y N°33435) posee cotas y pendientes similares al predio ubicado al sur. Este también tiene una superficie total de 20 hectáreas, pero con 5,4 hectáreas útiles entre el límite delimitado por el retiro de 200 metros en el frente y la curva de nivel en la cota 8,00 m.

En total, considerando ambos terrenos, hay un área disponible de entre 15 y 16 hectáreas para la implantación de la PTAR.

Por otra parte, se destaca la existencia de un terreno previamente adquirido por la municipalidad de Colón, el cual linda al sur con el terreno perteneciente a la escuela agrotécnica. Este tiene parte de su terreno por sobre la cota 10,00 m, en el extremo oeste que linda con la Ruta Nacional 135.

En la Figura 7 se puede observar la ubicación de los terrenos descriptos.

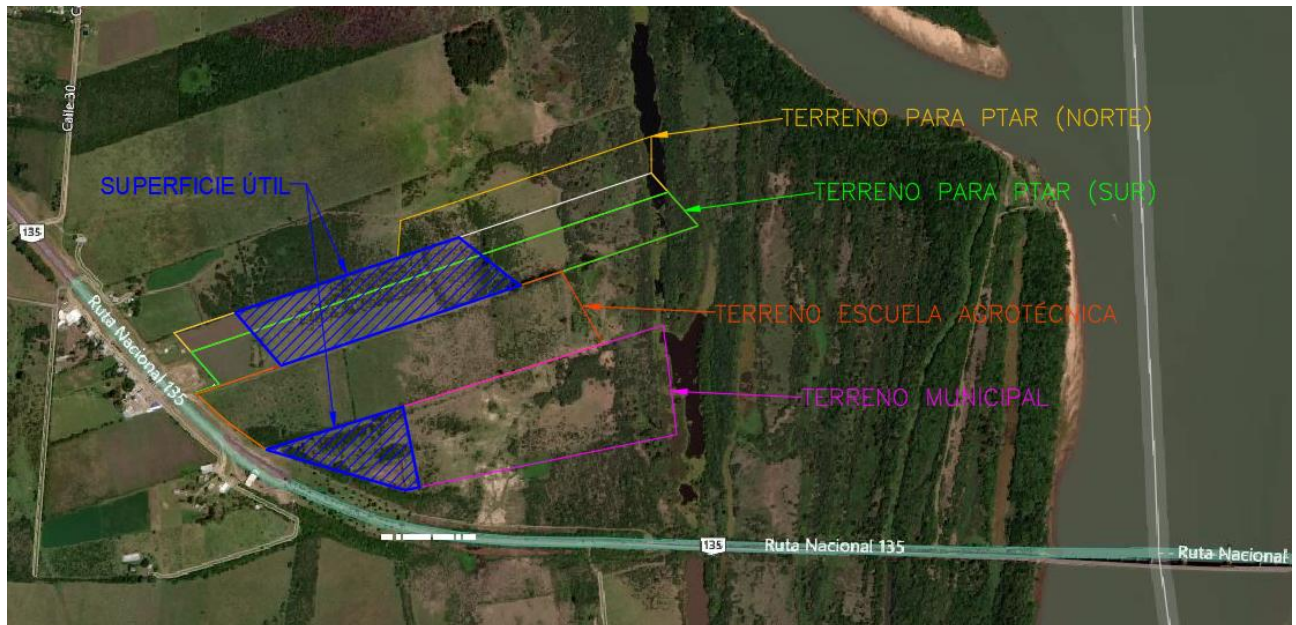


Figura 7 Vista aérea de la zona de implantación de la PTAR.

En la Figura 8, se puede observar una imagen satelital extraída de Google Earth del mes de octubre de 2015, período en el cual se produjo la máxima crecida registrada en el río Uruguay (cota 10,40 m) desde la puesta en marcha de la represa Salto Grande. El alcance de la inundación observada no necesariamente coincide con el nivel máximo de la crecida, pero da una idea del alcance máximo de la misma.

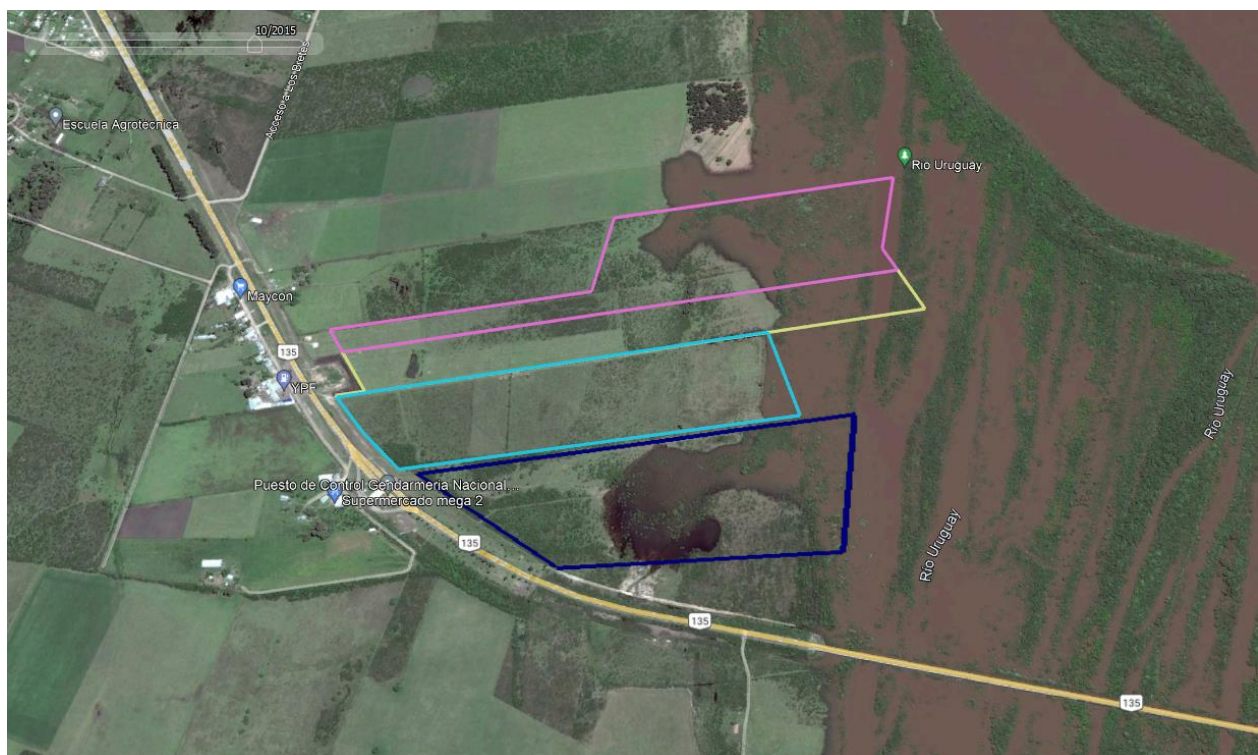


Figura 8 Vista aérea de inundación en la zona de implantación de la PTAR.

3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

3.2.1 Período de diseño

Se ha acordado con el municipio y con la Unidad Ejecutora Provincial adoptar un período de diseño de 20 años, iniciando en el año 2025 y finalizando en el año 2045.

3.2.2 Proyección de población

La Guía de Proyectos de ENOHSA propone diferentes métodos para la proyección de población, valorizando sus predicciones en función del crecimiento histórico evidenciado y la existencia de factores que condicionen o alienten su tendencia al crecimiento de la población.

Todos los métodos tienen en cuenta la evolución reciente de la población urbana en la jurisdicción considerada. Cuantos más datos se tengan, mayor será la precisión de la proyección y cuanto más largo fuera el período de predicción, mayor será el margen de error.

Varios son los métodos recomendados por ENOHSA, siendo aconsejable realizar las proyecciones por diferentes métodos para luego seleccionar el que se ajuste más al crecimiento y realidades de la localidad.

Se ha realizado la proyección de población para el período de diseño considerando los siguientes métodos:

- Ajuste lineal.
- Tasa media anual constante.
- Tasas geométricas decrecientes.
- Relación – Tendencia.

A continuación, se describen los métodos utilizados. Como datos iniciales para el cálculo de las proyecciones se han utilizado los datos de población total a nivel país, provincia y localidad, publicados por el INDEC en el marco de los censos de 1991, 2001 y 2010.

3.2.2.1 Ajuste lineal

En este método se ajusta una recta por mínimos cuadrados de Gauss en un gráfico año-población con los resultados de los últimos tres censos. La recta a ajustar viene dada por:

$$p = a_1 \cdot t + a_0$$

Dónde “t” es el año, “p” la población y “a1” y “a0” son parámetros de ajuste. Planteando la función gaussiana, diferenciando respecto de cada parámetro e igualando a cero, obtenemos dos ecuaciones que plantean un sistema matricial a resolver.

$$\vec{p} = T \cdot \vec{a}$$
$$\begin{pmatrix} \sum p_i t_i \\ \sum p_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sum t_i^2 & \sum t_i \\ \sum t_i & n \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} a_1 \\ a_0 \end{pmatrix}$$
$$T^{-1} \cdot \vec{p} = \vec{a}$$

3.2.2.2 Tasa de crecimiento medio anual constante

El método de la Tasa Media Anual Constante es recomendado para ser aplicado en localidades que evidencian un aumento relevante en el período cubierto por los datos, como resultado de factores que generan atracción demográfica tales como, la construcción de vías importantes de comunicación, la ejecución de proyectos de importancia capital, la instalación de parques industriales, el mejoramiento de niveles de ingreso y/o calidad de vida, etc. Estos eventos, si bien continúan alentando la posibilidad de crecimiento futuro a un ritmo constante desde un punto de vista temporal, se manifiestan en forma proporcionalmente decreciente, en la medida que los sucesos que generaron el crecimiento pasado no se reiteran ni se mantienen en su totalidad, de manera cuyo crecimiento futuro previsible no puede ser asegurado en la misma magnitud.

3.2.2.3 Tasas de crecimiento medio anual decrecientes

El método de las Tasas Geométricas Decrecientes es apto para localidades que han sufrido un aporte migratorio o un incremento de la población significativo en el pasado reciente, debido a factores que generan importante atracción demográfica tales como, por ejemplo instalación de parques industriales, mejores niveles de ingreso y/o calidad de vida, nuevas vías de comunicación, etc. y cuyo crecimiento futuro previsible podría mantener señales de atracción.

3.2.2.4 Relación – tendencia

Este método se adapta mejor a localidades más asentadas y cuyo crecimiento futuro esté más relacionado con el crecimiento de la Provincia y del País en su conjunto que con las condiciones locales. El método de Relación - Tendencia se basa en la relación entre la población total del país, la total de la provincia, el departamento y la localidad y en las tendencias de evolución que presentan las mismas.

El método consiste en relacionar las tendencias de evolución a la población del país, de la provincia, del departamento y de la localidad, en base a la información censal.

3.2.2.5 Resultados

En la Figura 9 se grafican los resultados de proyección de población de la localidad obtenidos para las cuatro metodologías utilizadas para los años 2025, 2035 y 2045, así como la población total de la localidad en los últimos tres censos nacionales. Asimismo, en la Tabla 2 se presentan los valores resultantes por cada metodología.

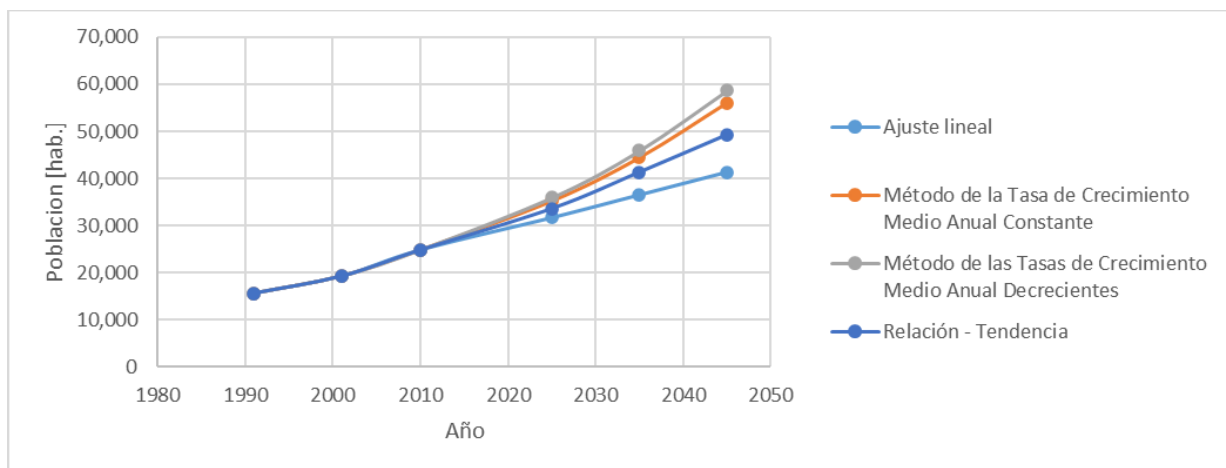


Figura 9 Resultados de proyección de población según distintas metodologías.

Tabla 2 Resultados de proyección de población según distintas metodologías.

Año	Población según censo	POBLACIÓN SEGÚN MÉTODO PARA COLÓN			
		Ajuste lineal	Método de la Tasa de Crecimiento Medio Anual Constante	Método de las Tasas de Crecimiento Medio Anual Decrecientes	Relación - Tendencia
1991	15,623	X	X	X	X
2001	19,288	X	X	X	X
2010	24,835	X	X	X	X
2025	X	31,660	35,199	35,911	33,631
2035	X	36,487	44,413	45,920	41,371
2045	X	41,313	56,039	58,719	49,328

Teniendo en cuenta antecedentes de proyección de población realizados en las localidades de Gualeguaychú y Concepción del Uruguay, se selecciona el método de las Tasas Geométricas Decrecientes como el más adecuado para la localidad de Colón. Este método es el que arroja la mayor cantidad de habitantes para el período de diseño considerado, por lo que se adopta un criterio conservador.

Los resultados presentados previamente refieren a población estable de la localidad de Colón. Sin embargo, se debe tener en cuenta que hay una cierta cantidad de habitantes temporales, a los cuales se hará referencia como “población flotante”. Esta población está asociada al turismo y a estudiantes universitarios, y las plazas disponibles en la localidad para alojamiento representan aproximadamente un 45% de la población estable según un estudio previo dentro de los antecedentes recopilados para el presente informe. Para la determinación de la población flotante, se considera un porcentaje de ocupación de las plazas del 90%.

Siguiendo esa misma línea, se presenta en la Tabla 3 la población estable proyectada mediante el método seleccionado para los años 2025, 2035 y 2045, y el cálculo de la población flotante manteniendo la relación previamente mencionada.

Tabla 3 Población estable y flotante.

Colón (Tasa Geom. Decreciente)		
Año	Población estable	Población flotante
2025	35,911	14,544
2035	45,920	18,598
2045	58,719	23,781

3.2.3 Caudales de diseño

Se han calculado los caudales siguiendo los criterios recomendados por ENOHSa. Los caudales han sido determinados para el año 0, año 10 y año 20 del período de diseño y son los que se definen en la Tabla 4, a partir de los coeficientes que se presentan en la Tabla 5.

Para determinar dichos caudales, se calculó en primer lugar el caudal medio diario para el año n mediante la siguiente expresión:

$$Q_{Cn} = Consumo_{APm} \cdot \emptyset \cdot P_{diseño.n}$$

Donde:

- $Consumo_{APm}$ es el consumo medio per cápita de agua potable, adoptado igual a 250 l/hab.día, tomando como referencia proyectos antecedentes de Concordia y Gualeguaychú.
- \emptyset es el coeficiente de vuelco, el cual se adopta igual a 0,70, acordado con las autoridades del municipio y considerando que una proporción considerable del agua de consumo domiciliario se destina a riego de jardines y parques y no es volcada a la red cloacal.
- $P_{diseño.n}$ es la población total servida para el año n, la cual se calculó considerando un porcentaje de cobertura del 95% y 90% para la población estable y flotante, respectivamente:

$$P_{diseño.n} = P_{estable.n} \cdot 0,95 + P_{flotante.n} \cdot 0,90$$

Tabla 4 Definición de caudales característicos.

	Denominación	Definición
Q_{An}	Caudal mínimo horario del año n.	Menor caudal instantáneo del día de menor consumo de agua potable de ese año.
Q_{Bn}	Caudal medio mínimo diario del año n.	Caudal medio del día de menor consumo de agua potable del año n.
Q_{Cn}	Caudal medio diario del año n.	Cantidad de agua promedio consumida en el año n por cada habitante servido.
Q_{Dn}	Caudal medio máximo diario del año n.	Caudal medio del día de mayor consumo de agua potable del año n.
Q_{En}	Caudal máximo horario del año n.	Mayor caudal instantáneo del día de mayor consumo (Q_{Dn}) del año n. Caudal horario máximo absoluto del año.

Tabla 5 Coeficientes máximos y mínimos, diarios y horarios.

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

α_{1n}	Coeficiente máximo diario del año n	$\alpha_{1n} = Q_{Dn} / Q_{Cn}$
α_{2n}	Coeficiente máximo horario del año n	$\alpha_{2n} = Q_{En} / Q_{Dn}$
α_n	Coeficiente total máximo horario del año n	$\alpha_n = Q_{En} / Q_{Cn}$
β_{1n}	Coeficiente mínimo diario del año n	$\beta_{1n} = Q_{Bn} / Q_{Cn}$
β_{2n}	Coeficiente mínimo horario del año n	$\beta_{2n} = Q_{An} / Q_{Bn}$
β_n	Coeficiente total mínimo horario del año n	$\beta_n = Q_{An} / Q_{Cn}$

A continuación, se puede observar la Tabla 6 que incluye un resumen de los parámetros utilizados y caudales característicos de diseño obtenidos como resultado para los años 2025, 2035 y 2045. El caudal máximo horario del año 20 es igual a 26.340 m³/día o 0,305 m³/s.

Tabla 6 Parámetros y caudales de diseño.

Año 0		2025
Año 10		2035
Año 20		2045
Población estable servida	[%]	95
Población estable Año 0	[hab]	35.911
Población estable Año 10	[hab]	45.920
Población estable Año 20	[hab]	58.719
Población flotante servida	[%]	90
Población flotante adoptada año 0	[hab]	14.544
Población flotante adoptada año 10	[hab]	18.598
Población flotante adoptada año 20	[hab]	23.781
Población de diseño año 0	[hab]	47.205
Población de diseño año 10	[hab]	60.362
Población de diseño año 20	[hab]	77.186
Consumo adoptado	[l/hab.día]	250
Coef. Vuelco		0,70
α_1		1,30
α_2		1,50
β_1		0,70
β_2		0,60
Q_{C0}	[m ³ /día]	8.261
Q_{D0}	[m ³ /día]	10.739
Q_{E0}	[m ³ /día]	16.109
Q_{C10}	[m ³ /día]	10.563
Q_{D10}	[m ³ /día]	13.732
Q_{E10}	[m ³ /día]	20.599
Q_{C20}	[m ³ /día]	13.508
Q_{D20}	[m ³ /día]	17.560
Q_{E20}	[m ³ /día]	26.340

3.3 TIPO DE TRATAMIENTO SELECCIONADO

Dada la magnitud del terreno disponible, las autoridades municipales transmitieron su inquietud sobre avanzar con las alternativas con menor costo, tanto en personal, como en mantenimiento y operación de equipamiento electromecánico. Por lo que se ha interpretado de anteproyectos antecedentes de saneamiento integral de la localidad de Colón y por lo expuesto previamente, se realizará el dimensionamiento de una planta que consista en Lagunas de Estabilización, estimando que las dimensiones del terreno disponible permiten la construcción de una planta con estas características.

Según los antecedentes recopilados, ya existen experiencias previas en la Provincia de Entre Ríos en sistemas similares que están en funcionamiento.

Las Lagunas de Estabilización son estanques definidos por diques de tierra, empleados para el tratamiento biológico de los desechos cloacales basados en la autodepuración por procesos naturales.

Éstas pueden clasificarse según lo descrito en la siguiente tabla.

Tabla 7 Clasificación de lagunas de estabilización.

Lagunas	Descripción
Anaeróbicas (rend. DBO ₅ : 25-35%)	Se utilizan para efluentes con alta carga orgánica (industriales) o cloacales crudos, altura promedio 3 metros.
Aeróbicas (rend DBO ₅ : 60-70%)	Contienen oxígeno en todo instante y en todo el volumen de la misma, altura máxima 1,4 metros.
Facultativas (rend DBO ₅ : 65-75%)	Operan con carga media, en la parte superior ocurre una simbiosis entre algas y bacterias que mantiene oxígeno en la parte superior. Por debajo existe un ambiente anaeróbico, donde se tiene fermentación (ácida y metánica). Altura promedio 1,4 a 2 metros.
De Maduración (rend. principalmente para eliminar microorganismos)	Se utilizan como segunda etapa de tratamiento por ello también se denominan de afinamiento. Tienen poca altura (promedia los 70 cm) y en ella se produce la maduración o eliminación de organismos patógenos residuales.
Aireadas Facultativas (rend. DBO ₅ : 70-80%)	Son de características similares a las facultativas, con la diferencia de que se introduce oxígeno en ella por medios mecánicos. Estos proporcionan el oxígeno cuando la actividad algal es baja y además logran romper la estratificación termal.
Aireadas de mezcla completa (rend. DBO ₅ : 75-85%)	El oxígeno introducido es suficientemente alto como para mantener todos los sólidos en suspensión y todo el requerimiento para el tratamiento del líquido cloacal.
De Sedimentación (rend incluido en la anterior)	Se utilizan a posteriori de la anterior para sedimentar y clarificar el efluente, además en su fondo se produce la estabilización biológica de los barros decantados.



Figura 10 Imagen representativa – Lagunas de estabilización.

En este caso, se implementará un tratamiento del efluente mediante Lagunas Anaeróbicas y Lagunas Facultativas.

De acuerdo a lo mencionado en el informe de anteproyecto antecedente, los principales objetivos a alcanzar con el sistema planteado deben ser los siguientes:

- Obtener un efluente tratado que responda a la calidad exigida para su descarga a cuerpos receptores por parte de la legislación ambiental vigente en la Provincia de Entre Ríos.
- Permitir que esta alternativa tenga características de integración con la planificación urbana de la ciudad y con sus características climáticas, topográficas, sociales y económicas, integrándose a la misma tanto por su carácter constructivo como por sus exigencias de localización.
- Dar lugar a una operación segura y sencilla, de baja carga de exigencia en materia de capacitación tecnológica por parte del operador, al tiempo de garantizar buenas eficiencias.
- Permitir la selección en un sistema que dé lugar a su adecuación a mayores exigencias de demanda a través de ampliaciones modulares.
- Desembocar en un diseño del sistema cuyo equipamiento constitutivo sea de fácil acceso en el mercado local, regional o nacional.

3.4 PROPUESTA DE ALTERNATIVAS DE LAYOUT

Con el fin de evaluar diferentes alternativas, se realizará un dimensionamiento básico a nivel de procesos de la PTAR, la cual consistirá en varias líneas de tratamiento en paralelo compuestas cada una por lagunas aeróbicas y lagunas facultativas. Dado que la superficie de las unidades complementarias (cámara de carga, cámaras partidoras y colectoras, cámara de contacto, etc.) a las lagunas propiamente dichas es despreciable a los fines de verificar la superficie disponible del predio, las mismas no se incluyen en este análisis comparativo.

Se plantea un dimensionamiento mediante tasas de carga superficiales y volumétricas propuestas por distintos autores y permanencia hidráulica. Se han propuesto tres alternativas con diferente cantidad de líneas de tratamiento en paralelo y de lagunas en cada línea, con el objetivo de seleccionar la que mejor se adecúe a las condiciones del proyecto en consenso con las autoridades municipales.

3.4.1 Alternativa 1

Para el dimensionamiento de la planta se tomaron los datos del estudio de población y se consensuaron con el cliente las cargas contaminantes, como puede verse en la Tabla 8:

Tabla 8 Resumen de parámetros de diseño.

VERIFICACION A 20 AÑOS:				
#	DATOS DE PARTIDA:			
1	Población Año 2045:	77186	Habitantes	(De Estudio)
2	Dotación Año 2040:	250	Lts/hab.día	(Dato)
3	Coefficiente de Retorno:	0,70	% Dotación	(Dato)
4	Caudal:	13508	m ³ /día	(#2x#3x#4/1000)
5	DBO5 (Promedio) grs/m ³ :	220	grs/m ³	(metcalf y Eddy)
6	Carga Orgánica en DBO5:	2972	Kgrs DBO5/día	(#5x#6)/1000
7	Carga Promedio Persona:	38,50	grs DBO5/Persona día	(#7/#2)/1000
8	Caudal de Calculo:	13508	m ³ /día	(#5)
9	Carga en DBO5 de Calculo:	2972	Kgrs DBO5/día	(#7)

3.4.1.1 Lagunas Anaeróbicas

Se plantea un esquema consistente en tres (3) líneas funcionando en paralelo (acorde a la población de diseño) para lo cual se entiende necesario, a efectos de lograr una efectividad adecuada en la remoción de fósforo principalmente, la introducción de una primer Laguna Anaeróbica, para cada una de las 3 líneas, cuyo predimensionado en lo que hace al volumen requerido se observa en la Tabla 9.

Tabla 9 Cálculo de volumen de Lagunas Anaeróbicas.

CALCULO DEL VOLUMEN DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS POR CARGA VOLUMETRICA					
PARAMETRO CARGA VOLUMETRICA (Kg DBO5 / m3 de laguna x día)					
	Investigador:	Carga Volum. Mínima:	Carga Volum. Máxima:	Volumen Máximo:	Volumen Mínimo:
10	Bradley y Senra	0,040	0,250	74292	11887
11	Gloyna		0,125		23773
12	Mara		0,400		7429
13	Parker	0,060	0,350	49528	8490
14	Oswald	0,060	0,350	49528	8490
16	Sperling		0,300		9906
17	Alem	0,050	0,090	59433	33018
18	Metodo de Israel		0,125		23773
VOLUMEN DE CADA UNA DE LAS 3 LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADO: 16500 m3 (c/u)					
19	Adoptado	0,060	0,060	49500	49500
Se adoptan 3 lagunas de 55 m de ancho por 100 m de largo por 3 m de profundidad					
CALCULO DEL VOLUMEN DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS POR PERMANENCIA					
PARAMETRO TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICA (DIAS)					
	Investigador:	Recomienda Mínimo:	Recomienda Máximo:	Volumen Mínimo:	Volumen Máximo:
20	Mara	3	5	40523	67538
21	Parker y Cols	2	5	27015	67538
22	Malina y Ríos	2	5	27015	67538
23	Sperling	3	6	40523	81045
24	Alem	3	6	40523	81045
25	Arceivala	3	5	40523	67538
VOLUMEN DE LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADO: 16.500 m3 (c/u)					
26	Adoptado - Verificación	4	4	49500	49500
Se adoptan 3 lagunas de 55 m de ancho por 100 m de largo por 3 m de profundidad					

Conforme a las normas, también será necesario cumplir con áreas máximas y mínimas de laguna, según los requerimientos de los principales investigadores, esto puede verse en la Tabla 10.

Tabla 10 Cálculo de área de Lagunas Anaeróbicas.

CALCULO DEL AREA DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS					
PARAMETRO CARGA ORGANICA SUPERFICIAL (KG DBO5 /HECTAREA DIA)					
	Investigador:	Recomienda Mínimo:	Recomienda Máximo:	Hectáreas MAX.:	Hectáreas MIN.:
27	Eckenfelder	280	4500	10,613	0,660
28	Yañez	1000	10000	2,972	0,297
29	EPA	220	2200	13,508	1,351
30	ENOHSA	800	8000	3,715	0,371
AREA LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADA = 1,65 HECTAREAS					
31	Adoptado - Verificación	1801	1801	1,650	1,650
Se adoptan 3 lagunas de 55 m de ancho por 100 m de largo por 3 m de profundidad					

De acuerdo con los cálculos presentados, se puede ver que las dimensiones adoptadas cumplen con los parámetros establecidos por diversos investigadores.

Luego, a efectos de saber qué carga contaminante puede salir de la Laguna Anaeróbica para tomarlo como ingreso de las Lagunas Facultativas, se planteó un cálculo conforme a las recomendaciones de algunos autores, como se presenta en la tabla a continuación.

Tabla 11 Cálculo de DBO en salida de Lagunas Anaeróbicas.

CALCULO DE LA DBO5 DE SALIDA DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS					
	DBO 5 ENTRADA 220 mg/lts (Metcalf y Eddy)				
	Investigador:	Rendimiento Min:	Rendimiento Max:	DBO5 Salida Max:	DBO5 Salida Min:
32	Eckenfelder	50	80	110	44
33	OMS	50	50	110	110
34	Arceivala:	35	45	143	121
35	DBO5 SALIDA DE ANAEROBICAS ADOPTADO =		121	mg/lts	Rendimiento %: 40%

Como se puede observar, se ha adoptado un valor de 121 mg/l de DBO₅ en el ingreso a las Lagunas Facultativas por considerarlo apropiado.

3.4.1.2 Lagunas Facultativas

Para las Lagunas Facultativas se pensó en tres (3) lagunas por cada una de las 3 líneas, dos de ellas aprovechando al máximo el largo del terreno disponible por sobre la curva de nivel de 8,00 m, y la tercera hacia el oeste, ubicada en terreno por debajo de dicha cota.

En la siguiente tabla se determina el área total requerida por las lagunas.

Tabla 12 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.

METODO DEL BANCO MUNDIAL - CALCULO DEL AREA NECESARIA				
36	$\Lambda 5 = 20 T - 60$			
	Siendo:			
37	$\Lambda 5 = \text{ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día]}$			
38	T = min temperatura mensual media mínima (liquido):	11	Colon	
		$\Lambda 5 =$	160	
39	$A = (10 \times Li \times Q) / \Lambda 5 =$			
	Siendo:			
	Li = DBO5 de ingreso a la laguna			
	$\Lambda 5 = \text{ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día]}$			
	Q = caudal de ingreso a cada línea de lagunas			
	A = Área en m2 para cada línea de lagunas			
				ha
	A =	102151	m2	= 10,22
Se adoptan 6 lagunas de 55m x 300m y 3 lagunas de 75m x 100m de 2m de profundidad, area total 12,15 ha				
METODO DE LA INDIA - CALCULO DEL AREA NECESARIA				
	$F_s = 375 - 6,25 \times L$			
	Siendo:			
40	$F_s = \text{Factor de Corrección por Latitud}$			
41	L = Latitud del Sitio de Implantación de la Laguna =	32,3	Colon	
		$F_s =$	173	
	$A = (N \times C / F_s)$			
	Siendo:			
42	N = Numero de Habitantes por línea al año 2040 =	77186		
43	C = Carga Org. Ingreso línea Aeróbica por Pers. =	0,023	(KgDBO Ingreso x (100-(rend anaerobico))	
	L = Latitud del Sitio de Implantación de la Laguna =	32,3		
		A =	10,2989	Hectáreas
44	AREA DE LAGUNAS FACULTATIVAS ADOPTADAS = 12,15 Hectareas			
Se adoptan 6 lagunas de 55m x 300m y 3 lagunas de 75m x 100m de 2m de profundidad				

También se ha verificado que el volumen adoptado sea acorde al tiempo de permanencia requerido según lo indicado en la Tabla 13.

Tabla 13 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.

CALCULO DEL VOLUMEN NECESARIO PARA LAS LAGUNAS FACULTATIVAS				
METODO SUD-AFRICANO				
45	$t = (C_e - C_{sal} - 1) / 0,23$ en horas			
	Siendo:			
	t = tiempo de retención del efluente			
	$C_e = \text{DBO5 de entrada en las lagunas facultativas} =$	121	mg/lts (# 35)	
46	$C_{sal} = \text{DBO5 de salida proyectado} =$	25	(s/ley provincial menor a 30 mg/lts)	
		t =	413 hs	= 17 días
VOLUMEN DE LAGUNAS FACULTATIVAS ADOPTADAS =				243000 m3
	Permanencia del Efluente en Cada línea =	Volumen / Caudal		
47	Permanencia Real =	18 días		

3.4.1.3 Dimensiones adoptadas

En resumen, se han adoptado 3 líneas de tratamiento conformadas cada una por 4 lagunas en serie, en el siguiente orden:

- 1 Laguna Anaeróbica de 55 m de ancho, 100 m de largo y 3 m de profundidad.
- 2 Lagunas Facultativas de 55m de ancho, 300 m de largo y 2 m de profundidad.
- 1 Laguna Facultativa de 75m de ancho, 100m de largo y 2m de profundidad.

De esta forma se llega a un predimensionado aceptable, aprovechando al máximo el terreno disponible para las instalaciones de tratamiento a construir.

Si bien hay 3 lagunas que quedan ubicadas por debajo de la cota 8,00 m, se destaca que el coronamiento de las lagunas se encontrará como mínimo en la cota 12,00 m, es decir 1,5 m por sobre el nivel de la máxima crecida del río Uruguay (10,40 m, diciembre de 2015) desde el comienzo de la operación de la represa Salto Grande, en 1979.

En la siguiente figura se puede observar la distribución de las lagunas dentro de los terrenos destinados a albergar la PTAR.

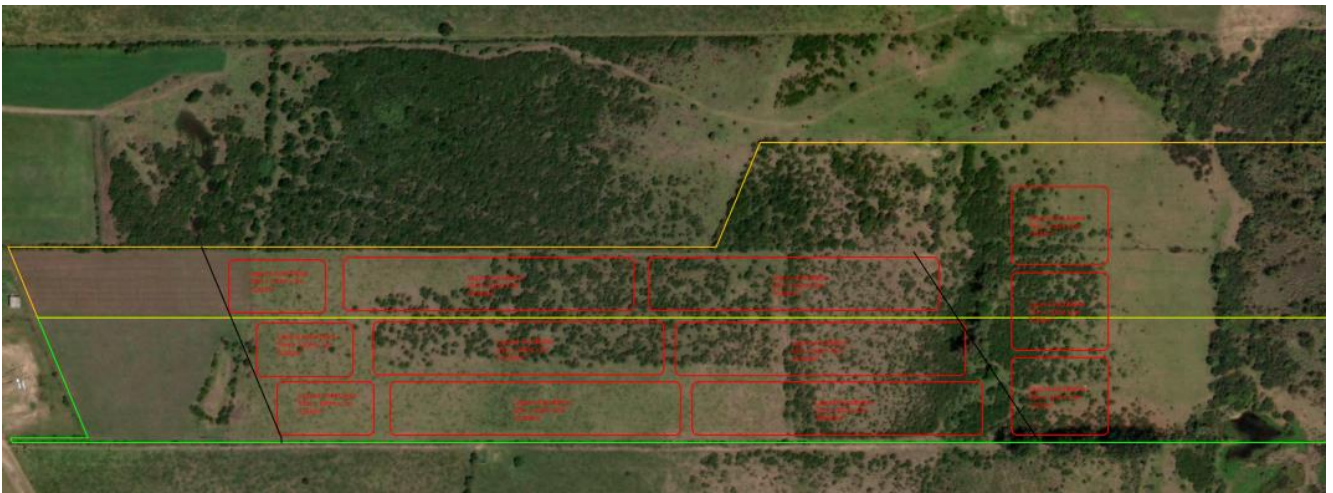


Figura 11 Layout general de las lagunas de la Alternativa 1.

3.4.2 Alternativa 2

Dado que la Alternativa 1, se encuentra parcialmente en terrenos de baja cota, donde por normas municipales se dificulta obtener el permiso de construcción, se ha propuesto la Alternativa 2.

Esta consiste en la construcción de la PTAR en 2 etapas: en primera etapa se proponen 3 líneas de lagunas dentro de los terrenos disponibles, y en segunda etapa (iniciando en el año 10) se propone la ampliación con una cuarta línea, que estaría ubicada en la parcela de la escuela agrotécnica que se encuentra al sur de los predios considerados para la construcción de la PTAR.

Si bien esto implica una desventaja, ya que se torna más dificultosa la gestión de los permisos para construir en segunda etapa, esta alternativa presenta las siguientes ventajas respecto a la anterior:

- Una amplia mejora respecto a la seguridad de la obra debido a que se encontraría en una cota no inundable, por sobre la cota 10,40 m.
- Esta configuración permite realizar una compensación del movimiento de suelos, buscando igualar el volumen de excavación y relleno, y a su vez más económica que la Alternativa 1 en

una primera evaluación preliminar debido a que esta última implica un relleno de varios metros en la zona que se encuentra por debajo de la cota inundable.

Para el dimensionamiento de la planta, al igual que para la Alternativa 1, se tomaron los parámetros de diseño obtenidos en el subcapítulo 3.2 y se consensuaron con el cliente las cargas contaminantes, como se indicó en la Tabla 8.

3.4.2.1 Verificación Año 10

Se realiza en primer lugar la verificación de la PTAR al año 10 (año final de la primera etapa).

En la Tabla 14 se resumen los parámetros adoptados para el dimensionamiento a 10 años, a partir de la proyección de población realizada y los caudales determinados, así como las características del líquido cloacal ingresante consensuadas con las autoridades municipales.

Tabla 14 Parámetros de diseño adoptados al año 10.

VERIFICACION A 10 AÑOS:					
#	DATOS DE PARTIDA:				
1	Población Año 2045:	60362	Habitantes	(De Estudio)	
2	Dotación Año 2040:	250	Lts/hab.día	(Dato)	
3	Coeficiente de Retorno:	0,70	% Dotación	(Dato)	
4	Caudal:	10563	m3/día	(#2x#3x#4/1000)	
5	DBO5 (Promedio) grs/m3:	220	grs/m3	(metcalf y Eddy)	
6	Carga Orgánica en DBO5:	2324	Kgrs DBO5/día	(#5x#6)/1000	
7	Carga Promedio Persona:	38,50	grs DBO5/Persona día	(#7/#2)/1000	
8	Caudal de Calculo:	10563	m3/día	(#5)	
9	Carga en DBO5 de Calculo:	2324	Kgrs DBO5/día	(#7)	

3.4.2.1.1 Lagunas Anaeróbicas

Se plantea un esquema consistente en tres (3) líneas de tratamiento en paralelo (acorde a la población de diseño) en primera etapa para lo cual se entiende necesario, a efectos de lograr una efectividad adecuada en la remoción de fosforo principalmente, la introducción de una primera Laguna Anaeróbica, para cada una de las 3 líneas, cuyo predimensionado en lo que hace al volumen requerido se realiza en la Tabla 15.

Tabla 15 Verificación de volumen de Lagunas Anaeróbicas al año 10.

CALCULO DEL VOLUMEN DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS POR CARGA VOLUMETRICA					
PARAMETRO CARGA VOLUMETRICA (Kg DBO5 / m3 de laguna x día)					
	Investigador:	Carga Volum. Mínima:	Carga Volum. Máxima:	Volumen Máximo:	Volumen Mínimo:
10	Bradley y Senra	0,040	0,250	58098	9296
11	Gloyna		0,125		18591
12	Mara		0,400		5810
13	Parker	0,060	0,350	38732	6640
14	Oswald	0,060	0,350	38732	6640
16	Sperling		0,300		7746
17	Alem	0,050	0,090	46479	25822
18	Metodo de Israel		0,125		18591
VOLUMEN DE CADA UNA DE LAS 3 LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADO: 11550 m3 (c/u)					
19	Adoptado	0,067	0,067	34650	34650
Se Verifican 3 Lagunas Anaerobicas en Paralelo de 55m de ancho por 70m de largo por 3 metros de profundidad					
CALCULO DEL VOLUMEN DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS POR PERMANENCIA					
PARAMETRO TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICA (DIAS)					
	Investigador:	Recomienda Mínimo:	Recomienda Máximo:	Volumen Mínimo:	Volumen Máximo:
20	Mara	3	5	31690	52817
21	Parker y Cols	2	5	21127	52817
22	Malina y Ríos	2	5	21127	52817
23	Sperling	3	6	31690	63380
24	Alem	3	6	31690	63380
25	Arceivala	3	5	31690	52817
VOLUMEN DE LAGUNA ANAEROBICA ADOPTADO: 11.550 m3 (c/u)					
26	Adoptado - Verificación	3	3	34650	34650
Se Verifican 3 Lagunas Anaerobicas en Paralelo de 55m de ancho por 70m de largo por 3 metros de profundidad					

Luego, se verifica según tasa de aplicación areal:

Tabla 16 Verificación de área de Lagunas Anaeróbicas al año 10.

CALCULO DEL AREA DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS					
PARAMETRO CARGA ORGANICA SUPERFICIAL (KG DBO5 /HECTAREA DIA)					
	Investigador:	Recomienda Mínimo:	Recomienda Máximo:	Hectáreas MAX.:	Hectáreas MIN.:
27	Eckenfelder	280	4500	8,300	0,516
28	Yañez	1000	10000	2,324	0,232
29	EPA	220	2200	10,563	1,056
30	ENOHSA	800	8000	2,905	0,290
AREA LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADA = 1,5 HECTAREAS					
31	Adoptado - Verificación	2012	2012	1,155	1,155
Se Verifican 3 Lagunas Anaerobicas en Paralelo de 55m de ancho por 70m de largo por 3 metros de profundidad					

De acuerdo con los cálculos presentados, se puede ver que las dimensiones adoptadas cumplen con los parámetros establecidos por diversos investigadores.

En la siguiente tabla se determina el rendimiento de las lagunas a efectos de conocer la DBO₅ en el ingreso de las Lagunas Facultativas.

Tabla 17 Determinación de la DBO₅ en salida de Lagunas Anaeróbicas.

CALCULO DE LA DBO5 DE SALIDA DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS					
	DBO 5 ENTRADA 220 mg/lts (Metcalf y Eddy)				
	Investigador:	Rendimiento Min:	Rendimiento Max:	DBO5 Salida Max:	DBO5 Salida Min:
32	Eckenfelder	50	80	110	44
33	OMS	50	50	110	110
34	Arceivala:	35	45	143	121
35	DBO5 SALIDA DE ANAEROBICAS ADOPTADO =		121	mg/lts	Rendimiento %: 40%

Se adopta 121 mg/l de DBO₅ en el ingreso a las Lagunas Facultativas por considerarlo apropiado.

3.4.2.1.2 Lagunas Facultativas

Para las Lagunas Facultativas se verifican 2 lagunas por cada una de las 3 líneas, según:

Tabla 18 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.

METODO DEL BANCO MUNDIAL - CALCULO DEL AREA NECESARIA					
A5 = 20 T - 60					
Siendo:					
A5 = ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día					
T = min temperatura mensual media mínima (liquido):					
		11	Colon		
		A5 =	160		
A = (10 x Li x Q) / A5 =					
Siendo:					
Li = DBO5 de ingreso a la laguna (#35)					
A5 = ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día (#37)					
Q = caudal de ingreso a cada línea de lagunas (#9)					
A = Área en m2 para cada línea de lagunas					
		A =	79885	m2	= 7,99
					ha
Se verifican 6 lagunas de 55m de ancho por 280m de largo por 2 m de profundidad					
METODO DE LA INDIA - CALCULO DEL AREA NECESARIA					
40	Fs = 375 - 6,25 x L				
Siendo:					
Fs = Factor de Corrección por Latitud					
41	L = Latitud del Sitio de Implantación de la Laguna =		32,3	Colon	
		Fs =	173		
A = (N x C / Fs)					
Siendo:					
42	N = Numero de Habitantes por línea al año 2040 =		60362		
43	C = Carga Org. Ingreso línea Aeróbica por Pers. =		0,023		
	L = Latitud del Sitio de Implantación de la Laguna =		32,3		
		A =	8,0541	Hectáreas	
44	AREA DE LAGUNAS FACULTATIVAS ADOPTADAS = 9,24 Hectareas				
Se verifican 6 lagunas de 55m de ancho por 280m de largo por 2 m de profundidad					

Luego, se debe verificar que el volumen adoptado sea correcto. Esta verificación se realiza en la Tabla 19.

Tabla 19 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.

CALCULO DEL VOLUMEN NECESARIO PARA LAS LAGUNAS FACULTATIVAS				
METODO SUD-AFRICANO				
45	$t = (C_e - C_{sal} - 1) / 0,23$ en horas			
	Siendo:			
	t = tiempo de retención del efluente			
	$C_e = \text{DBO5 de entrada en las lagunas facultativas} =$	121 mg/lts (# 35)		
46	$C_{sal} = \text{DBO5 de salida proyectado} =$	25 (s/ley provincial menor a 30 mg/lts)		
	t =	413 hs	=	17 días
VOLUMEN DE LAGUNAS FACULTATIVAS ADOPTADAS =		184800 m3		
	Permanencia del Efluente en Cada línea =	Volumen de Cada Línea / Caudal por Línea		
47	Permanencia Real =	17 días		

De esta manera se concluye que las 3 líneas propuestas en la primera etapa verifican correctamente para el año 10 del período de diseño.

3.4.2.2 Verificación Año 20

Se realiza a continuación la verificación de la PTAR con la totalidad de las líneas de tratamiento en segunda etapa. Se han utilizado los parámetros de diseño que figuran en la Tabla 8.

3.4.2.2.1 Lagunas Anaeróbicas

Se plantea un esquema consistente en cuatro (4) líneas de tratamiento en paralelo (acorde a la población de diseño) para lo cual se entiende necesario, a efectos de lograr una efectividad adecuada en la remoción de fosforo principalmente, la introducción de una primera Laguna Anaeróbica, para cada una de las 4 líneas, cuyo predimensionado en lo que hace al volumen requerido se realiza en la siguiente tabla.

Tabla 20 Cálculo de volumen de Lagunas Anaeróbicas.

CALCULO DEL VOLUMEN DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS POR CARGA VOLUMETRICA				
PARAMETRO CARGA VOLUMETRICA (Kg DBO5 / m3 de laguna x día)				
Investigador:	Carga Volum. Mínima:	Carga Volum. Máxima:	Volumen Máximo:	Volumen Mínimo:
10 Bradley y Senra	0,040	0,250	74292	11887
11 Gloyna		0,125		23773
12 Mara		0,400		7429
13 Parker	0,060	0,350	49528	8490
14 Oswald	0,060	0,350	49528	8490
16 Sperling		0,300		9906
17 Alem	0,050	0,090	59433	33018
18 Metodo de Israel		0,125		23773
VOLUMEN DE CADA UNA DE LAS 4 LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADO: 11550 m3 (c/u)				
19 Adoptado	0,064	0,064	46200	46200
Se Adoptan 4 Lagunas Anaerobicas en Paralelo de 55m de ancho por 70m de largo por 3 metros de profundidad				

CALCULO DEL VOLUMEN DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS POR PERMANENCIA					
PARAMETRO TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICA (DIAS)					
	Investigador:	Recomienda Mínimo:	Recomienda Máximo:	Volumen Mínimo:	Volumen Máximo:
20	Mara	3	5	40523	67538
21	Parker y Cols	2	5	27015	67538
22	Malina y Ríos	2	5	27015	67538
23	Sperling	3	6	40523	81045
24	Alem	3	6	40523	81045
25	Arceivala	3	5	40523	67538
VOLUMEN DE LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADO: 11.550 m3 (c/u)					
26	Adoptado - Verificación	3	3	46200	46200
Se Adoptan 4 Lagunas Anaerobicas en Paralelo de 55m de ancho por 70m de largo por 3 metros de profundidad					

Conforme a las normas, también será necesario cumplir con áreas máximas y mínimas de laguna, según los requerimientos de los principales investigadores, como se puede ver a continuación.

Tabla 21 Cálculo de área de Lagunas Anaeróbicas.

CALCULO DEL AREA DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS					
PARAMETRO CARGA ORGANICA SUPERFICIAL (KG DBO5 /HECTAREA DIA)					
	Investigador:	Recomienda Mínimo:	Recomienda Máximo:	Hectáreas MAX.:	Hectáreas MIN.:
27	Eckenfelder	280	4500	10,613	0,660
28	Yañez	1000	10000	2,972	0,297
29	EPA	220	2200	13,508	1,351
30	ENOHSA	800	8000	3,715	0,371
AREA LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADA = 1,54 HECTAREAS					
31	Adoptado - Verificación	965	965	1,540	1,540
Se Adoptan 4 Lagunas Anaerobicas en Paralelo de 55m de ancho por 70m de largo por 3 metros de profundidad					

De acuerdo con los cálculos previos, se puede concluir que las dimensiones adoptadas cumplen con los parámetros establecidos por diversos investigadores.

Luego, a efectos de conocer la DBO₅ a la salida de las Lagunas Anaeróbicas para tomarlo como ingreso de las Lagunas Facultativas, se planteó un cálculo conforme a las recomendaciones de algunos autores, como se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 22 Cálculo de DBO₅ a la salida de Lagunas Anaeróbicas.

CALCULO DE LA DBO5 DE SALIDA DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS					
DBO 5 ENTRADA 220 mg/lts (Metcalf y Eddy)					
	Investigador:	Rendimiento Min:	Rendimiento Max:	DBO5 Salida Max:	DBO5 Salida Min:
32	Eckenfelder	50	80	110	44
33	OMS	50	50	110	110
34	Arceivala:	35	45	143	121
35	DBO5 SALIDA DE ANAEROBICAS ADOPTADO =		121	mg/lts	Rendimiento %: 40%

Adoptando 121 mg/l de DBO₅, ingreso a las lagunas facultativas por considerarlo apropiado.

3.4.2.2.2 Lagunas Facultativas

Para las Lagunas Facultativas se proponen dos (2) lagunas por cada una de las 4 líneas, las cuales se dimensionan a continuación.

Tabla 23 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.

CALCULO DEL AREA NECESARIA PARA LAS LAGUNAS FACULTATIVAS (cuatro líneas de dos lagunas en serie cada una)				
METODO DEL BANCO MUNDIAL - CALCULO DEL AREA NECESARIA				
36	$\lambda 5 = 20 T - 60$			
	Siendo:			
37	$\lambda 5 =$ ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día			
38	T = min temperatura mensual media mínima (liquido):	11	Colon	
		$\lambda 5 =$	160	
39	$A = (10 \times Li \times Q) / \lambda 5 =$			
	Siendo:			
	Li = DBO5 de ingreso a la laguna (#35)			
	$\lambda 5 =$ ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día (#37)			
	Q = caudal de ingreso a cada línea de lagunas (#9)			
	A = Área en m2 para cada línea de lagunas			
		A =	102151 m2	= 10,22
	Se adoptan 8 lagunas de 55m de ancho por 280m de largo por 2 m de profundidad			
METODO DE LA INDIA - CALCULO DEL AREA NECESARIA				
40	$Fs = 375 - 6,25 \times L$			
	Siendo:			
	Fs = Factor de Corrección por Latitud			
41	L = Latitud del Sitio de Implantación de la Laguna =	32,3	Colon	
		Fs =	173	
42	$A = (N \times C / Fs)$			
	Siendo:			
42	N = Numero de Habitantes por línea al año 2040 =	77186		
43	C = Carga Org. Ingreso línea Aeróbica por Pers. =	0,023	(KgDBO Ingreso x (100-(rend anaerobico)	
	L = Latitud del Sitio de Implantación de la Laguna=	32,3		
		A =	10,2989 Hectáreas	
44	AREA DE LAGUNAS FACULTATIVAS ADOPTADAS = 12,32 Hectareas			
	Se adoptan 8 lagunas de 55m de ancho por 280m de largo por 2 m de profundidad			

También se ha verificado que el volumen adoptado sea acorde al tiempo de permanencia requerido, como se observa en la Tabla 24.

Tabla 24 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.

CALCULO DEL VOLUMEN NECESARIO PARA LAS LAGUNAS FACULTATIVAS				
METODO SUD-AFRICANO				
45	$t = (Ce - Csal - 1) / 0,23$ en horas			
	Siendo:			
	t = tiempo de retención del efluente			
	Ce = DBO5 de entrada en las lagunas facultativas=	121 mg/lts (# 35)		
46	Csal = DBO5 de salida proyectado =	25 (s/ley provincial menor a 30 mg/lts)		
		t =	413 hs	= 17 días

3.4.2.3 Dimensiones adoptadas

En resumen, se han adoptado 4 líneas de tratamiento al año 20 conformadas cada una por 3 lagunas en serie, en el siguiente orden:

- 1 Laguna Anaeróbica de 55 m de ancho, 70 m de largo y 3 m de profundidad.
- 2 Lagunas Facultativas de 55m de ancho, 280 m de largo y 2 m de profundidad.

De las 4 líneas, tres se construirán dentro de los terrenos que se encuentran en proceso de compra en primera etapa (año 0), y la restante se ejecutará en segunda etapa (año 10) y se ubicará en un área dentro del predio que linda hacia el sur, perteneciente a una escuela agrotécnica, en el cual estará destinado a forestación de acuerdo a lo informado por las autoridades municipales.

En la siguiente figura se puede observar la distribución de las lagunas dentro de los terrenos destinados a albergar la PTAR. La línea de lagunas ubicada más abajo es la que se ejecuta en segunda etapa, dentro del terreno de la mencionada escuela.

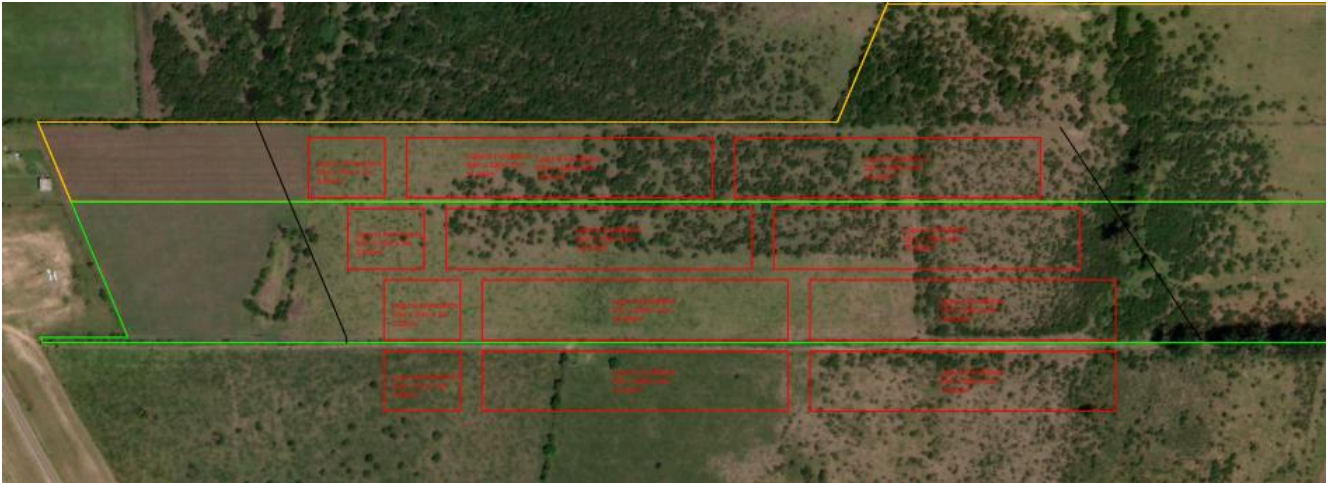


Figura 12 Layout general de las lagunas de la Alternativa 2.

3.4.3 Alternativa 3

Se propone una PTAR ejecutada en 2 etapas: en primera etapa se proponen 3 líneas de lagunas dentro de los terrenos a comprar, y en segunda etapa (iniciando en el año 10) se propone la construcción de una laguna adicional, común a las 3 líneas, que estaría ubicada en el terreno municipal (se puede observar en la Figura 7, en color magenta), al sur de los predios mencionados.

3.4.3.1 Verificación Año 10

Se realiza a continuación la verificación de la PTAR al año 10 (año final de la primera etapa).

En la Tabla 25 se resumen los parámetros adoptados para el dimensionamiento a 10 años, a partir de la proyección de población realizada y los caudales determinados, así como las características del líquido cloacal ingresante consensuadas con las autoridades municipales.

Tabla 25 Parámetros de diseño adoptados al año 10.

VERIFICACION A 10 AÑOS:					
#	DATOS DE PARTIDA:				
1	Población Año 2045:		60362	Habitantes	(De Estudio)
2	Dotación Año 2040:		250	Lts/hab.día	(Dato)
3	Coeficiente de Retorno:		0,70	% Dotación	(Dato)
4	Caudal:		10563	m ³ /día	(#2x#3x#4/1000)
5	DBO5 (Promedio) grs/m ³ :		220	grs/m ³	(metcalff y Eddy)
6	Carga Orgánica en DBO5:		2324	Kgrs DBO5/día	(#5x#6)/1000
7	Carga Promedio Persona:		38,50	grs DBO5/Persona día	(#7/#2)/1000
8	Caudal de Calculo:		10563	m ³ /día	(#5)
9	Carga en DBO5 de Calculo:		2324	Kgrs DBO5/día	(#7)

3.4.3.1.1 Lagunas Anaeróbicas

Se debe verificar el esquema consistente en 3 líneas que son las que se van a construir en año 0, como se ve en la Tabla 15.

Tabla 26 Verificación de volumen de Lagunas Anaeróbicas al año 10.

CALCULO DEL VOLUMEN DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS POR CARGA VOLUMETRICA					
PARAMETRO CARGA VOLUMETRICA (Kg DBO5 / m3 de laguna x día)					
	Investigador:	Carga Volum. Mínima:	Carga Volum. Máxima:	Volumen Máximo:	Volumen Mínimo:
10	Bradley y Senra	0,040	0,250	58098	9296
11	Gloyna		0,125		18591
12	Mara		0,400		5810
13	Parker	0,060	0,350	38732	6640
14	Oswald	0,060	0,350	38732	6640
16	Sperling		0,300		7746
17	Alem	0,050	0,090	46479	25822
18	Metodo de Israel		0,125		18591
VOLUMEN DE CADA UNA DE LAS 3 LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADO: 16500 m3 (c/u)					
19	Adoptado	0,047	0,047	49500	49500
Se Verifican 3 Lagunas Anaerobicas en Paralelo de 55m de ancho por 100m de largo por 3 metros de profundidad (esta un poco por debajo la carga minima volumetrica conforme a un par de investigadores, pero es aceptable)					
CALCULO DEL VOLUMEN DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS POR PERMANENCIA					
PARAMETRO TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICA (DIAS)					
	Investigador:	Recomienda Mínimo:	Recomienda Máximo:	Volumen Mínimo:	Volumen Máximo:
20	Mara	3	5	31690	52817
21	Parker y Cols	2	5	21127	52817
22	Malina y Ríos	2	5	21127	52817
23	Sperling	3	6	31690	63380
24	Alem	3	6	31690	63380
25	Arceivala	3	5	31690	52817
VOLUMEN DE LAGUNA ANAEROBICA ADOPTADO: 16.500 m3 (c/u)					
26	Adoptado - Verificación	5	5	49500	49500
Se Verifican 3 Lagunas Anaerobicas en Paralelo de 55m de ancho por 100m de largo por 3 metros de profundidad					

Luego, se verifica según tasa de aplicación areal:

Tabla 27 Verificación de área de Lagunas Anaeróbicas al año 10.

CALCULO DEL AREA DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS					
PARAMETRO CARGA ORGANICA SUPERFICIAL (KG DBO5 /HECTAREA DIA)					
	Investigador:	Recomienda Mínimo:	Recomienda Máximo:	Hectáreas MAX.:	Hectáreas MIN.:
27	Eckenfelder	280	4500	8,300	0,516
28	Yañez	1000	10000	2,324	0,232
29	EPA	220	2200	10,563	1,056
30	ENOHSA	800	8000	2,905	0,290
AREA LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADA = 1,5 HECTAREAS					
31	Adoptado - Verificación	1549	1549	1,500	1,500
Se Verifican 3 Lagunas Anaerobicas en Paralelo de 55m de ancho por 70m de largo por 3 metros de profundidad					

De acuerdo con los cálculos presentados, se puede ver que las dimensiones adoptadas cumplen con los parámetros establecidos por diversos investigadores.

En la siguiente tabla se determina el rendimiento de las lagunas a efectos de conocer la DBO₅ en el ingreso de las Lagunas Facultativas.

Tabla 28 Determinación de la DBO₅ en salida de Lagunas Anaeróbicas.

CALCULO DE LA DBO5 DE SALIDA DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS					
DBO 5 ENTRADA 220 mg/lts (Metcalf y Eddy)					
	Investigador:	Rendimiento Min:	Rendimiento Max:	DBO5 Salida Max:	DBO5 Salida Min:
32	Eckenfelder	50	80	110	44
33	OMS	50	50	110	110
34	Arceivala:	35	45	143	121
35	DBO5 SALIDA DE ANAEROBICAS ADOPTADO =		121	mg/lts	Rendimiento %: 40%

Se adopta 121 mg/l de DBO₅ en el ingreso a las Lagunas Facultativas por considerarlo apropiado.

3.4.3.1.2 Lagunas Facultativas

Para las Lagunas Facultativas se verifican 2 lagunas por cada una de las 3 líneas, según:

Tabla 29 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.

CALCULO DEL AREA NECESARIA PARA LAS LAGUNAS FACULTATIVAS					
METODO DEL BANCO MUNDIAL - CALCULO DEL AREA NECESARIA					
36	$A5 = 20 T - 60$				
	Siendo:				
37	$A5 = \text{ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día]}$				
38	T = min temperatura mensual media mínima (liquido):	11	Colon		
		$A5 =$	160		
39	$A = (10 \times Li \times Q) / A5 =$				
	Siendo:				
	Li = DBO5 de ingreso a la laguna (#35)				
	$A5 = \text{ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día] (#37)}$				
	Q = caudal de ingreso a cada línea de lagunas (#9)				
	A = Área en m2 para cada línea de lagunas				
		A =	79885	m2	= 7,99
					ha
	Se verifican 6 lagunas de 55m de ancho por 300m de largo por 2 m de profundidad				
	AREA DE LAGUNAS FACULTATIVAS ADOPTADAS = 9,9 Hectareas				
METODO DE LA INDIA - CALCULO DEL AREA NECESARIA					
40	$Fs = 375 - 6,25 \times L$				
	Siendo:				
	Fs = Factor de Corrección por Latitud				
41	L = Latitud del Sitio de Implantación de la Laguna =	32,3	Colon		
		Fs =	173		
	$A = (N \times C / Fs)$				
	Siendo:				
42	N = Numero de Habitantes por línea al año 2040 =	60362			
43	C = Carga Org. Ingreso línea Aeróbica por Pers. =	0,023			
	L = Latitud del Sitio de Implantación de la Laguna =	32,3			
		A =	8,0541	Hectáreas	
44	AREA DE LAGUNAS FACULTATIVAS ADOPTADAS = 9,9 Hectareas				
	Se verifican 6 lagunas de 55m de ancho por 300m de largo por 2 m de profundidad				

Luego, se debe verificar que el volumen adoptado sea correcto. Esta verificación se realiza en la Tabla 19.

Tabla 30 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.

CALCULO DEL VOLUMEN NECESARIO PARA LAS LAGUNAS FACULTATIVAS			
METODO SUD-AFRICANO			
45	$t = (C_e - C_{sal} - 1) / 0,23$ en horas		
	Siendo:		
	t = tiempo de retención del efluente		
	$C_e = \text{DBO5 de entrada en las lagunas facultativas} =$	121 mg/lts (# 35)	
46	$C_{sal} = \text{DBO5 de salida proyectado} =$	25 (s/ley provincial menor a 30 mg/lts)	
	t =	413 hs	= 17 días
VOLUMEN DE LAGUNAS FACULTATIVAS ADOPTADAS =		184800 m ³	
	Permanencia del Efluente en Cada línea =	Volumen de Cada Línea / Caudal por Línea	
47	Permanencia Real =	17 días	

De esta manera se concluye que las 3 líneas propuestas en la primera etapa verifican correctamente para el año 10 del período de diseño.

3.4.3.2 Verificación Año 20

Para el dimensionamiento de la planta se tomaron los datos del estudio de población y se consensuaron con el cliente las cargas contaminantes, como puede verse en la Tabla 31:

Tabla 31 Resumen de parámetros de diseño año 20.

VERIFICACION A 20 AÑOS:					
#	DATOS DE PARTIDA:				
1	Población Año 2045:	77186	Habitantes	(De Estudio)	
2	Dotación Año 2040:	250	Lts/hab.día	(Dato)	
3	Coeficiente de Retorno:	0,70	% Dotación	(Dato)	
4	Caudal:	13508	m ³ /día	(#2x#3x#4/1000)	
5	DBO5 (Promedio) grs/m ³ :	220	grs/m ³	(metcalff y Eddy)	
6	Carga Orgánica en DBO5:	2972	Kgrs DBO5/día	(#5x#6)/1000	
7	Carga Promedio Persona:	38,50	grs DBO5/Persona día	(#7/#2)/1000	
8	Caudal de Calculo:	13508	m ³ /día	(#5)	
9	Carga en DBO5 de Calculo:	2972	Kgrs DBO5/día	(#7)	

3.4.3.2.1 Lagunas Anaeróbicas

Se plantea un esquema consistente en tres (3) líneas de tratamiento en paralelo (acorde a la población de diseño) para lo cual se entiende necesario, a efectos de lograr una efectividad adecuada en la remoción de fosforo principalmente, la introducción de una primera Laguna Anaeróbica, para cada una de las 3 líneas, cuyo predimensionado en lo que hace al volumen requerido se realiza en la siguiente tabla.

Tabla 32 Cálculo de volumen de Lagunas Anaeróbicas.

CALCULO DEL VOLUMEN DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS POR CARGA VOLUMETRICA					
PARAMETRO CARGA VOLUMETRICA (Kg DBO5 / m3 de laguna x día)					
	Investigador:	Carga Volum. Mínima:	Carga Volum. Máxima:	Volumen Máximo:	Volumen Mínimo:
10	Bradley y Senra	0,040	0,250	74292	11887
11	Gloyna		0,125		23773
12	Mara		0,400		7429
13	Parker	0,060	0,350	49528	8490
14	Oswald	0,060	0,350	49528	8490
16	Sperling		0,300		9906
17	Alem	0,050	0,090	59433	33018
18	Metodo de Israel		0,125		23773
VOLUMEN DE CADA UNA DE LAS 3 LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADO: 16500 m3 (c/u)					
19	Adoptado	0,060	0,060	49500	49500
Se Adoptan 3 Lagunas Anaerobicas en Paralelo de 55m de ancho por 100m de largo por 3 metros de profundidad					
CALCULO DEL VOLUMEN DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS POR PERMANENCIA					
PARAMETRO TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICA (DIAS)					
	Investigador:	Recomienda Mínimo:	Recomienda Máximo:	Volumen Mínimo:	Volumen Máximo:
20	Mara	3	5	40523	67538
21	Parker y Cols	2	5	27015	67538
22	Malina y Ríos	2	5	27015	67538
23	Sperling	3	6	40523	81045
24	Alem	3	6	40523	81045
25	Arceivala	3	5	40523	67538
VOLUMEN DE LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADO: 16.500 m3 (c/u)					
26	Adoptado - Verificación	4	4	49500	49500
Se Adoptan 3 Lagunas Anaerobicas en Paralelo de 55m de ancho por 100m de largo por 3 metros de profundidad					

Conforme a las normas, también será necesario cumplir con áreas máximas y mínimas de laguna, según los requerimientos de los principales investigadores, como se puede ver a continuación.

Tabla 33 Cálculo de área de Lagunas Anaeróbicas.

CALCULO DEL AREA DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS					
PARAMETRO CARGA ORGANICA SUPERFICIAL (KG DBO5 /HECTAREA DIA)					
	Investigador:	Recomienda Mínimo:	Recomienda Máximo:	Hectáreas MAX.:	Hectáreas MIN.:
27	Eckenfelder	280	4500	10,613	0,660
28	Yañez	1000	10000	2,972	0,297
29	EPA	220	2200	13,508	1,351
30	ENOHSA	800	8000	3,715	0,371
AREA LAGUNAS ANAEROBICAS ADOPTADA = 1,5 HECTAREAS					
31	Adoptado - Verificación	991	991	1,500	1,500
Se Adoptan 3Lagunas Anaerobicas en Paralelo de 55m de ancho por 100m de largo por 3 metros de profundidad					

De acuerdo con los cálculos previos, se puede concluir que las dimensiones adoptadas cumplen con los parámetros establecidos por diversos investigadores.

Luego, a efectos de conocer la DBO₅ a la salida de las Lagunas Anaeróbicas para tomarlo como ingreso de las Lagunas Facultativas, se planteó un cálculo conforme a las recomendaciones de algunos autores, como se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 34 Cálculo de DBO₅ a la salida de Lagunas Anaeróbicas.

CALCULO DE LA DBO5 DE SALIDA DE LAS LAGUNAS ANAEROBICAS						
DBO 5 ENTRADA 220 mg/lts (Metcalf y Eddy)						
	Investigador:	Rendimiento Min:	Rendimiento Max:	DBO5 Salida Max:	DBO5 Salida Min:	
32	Eckenfelder		50	80	110	44
33	OMS		50	50	110	110
34	Arceivala:		35	45	143	121
35	DBO5 SALIDA DE ANAEROBICAS ADOPTADO =			121 mg/lts	Rendimiento %: 40%	

Adoptando 121 mg/l de DBO₅, ingreso a las lagunas facultativas por considerarlo apropiado.

3.4.3.2.2 Lagunas Facultativas

Para las Lagunas Facultativas se proponen dos (2) lagunas por cada una de las 3 líneas, más una (1) tercera Laguna Facultativa común para las tres líneas, las cuales se dimensionan a continuación.

Tabla 35 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.

CALCULO DEL AREA NECESARIA PARA LAS LAGUNAS FACULTATIVAS (3 líneas de 2 lagunas en serie c/u + laguna final)						
METODO DEL BANCO MUNDIAL - CALCULO DEL AREA NECESARIA						
36	A5 = 20 T - 60					
	Siendo:					
37	A5 = ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día					
38	T = min temperatura mensual media mínima (liquido):		11	Colon		
		A5 =	160			
39	A = (10 x Li x Q) / A5 =					
	Siendo:					
	Li = DBO5 de ingreso a la laguna (#35)					
	A5 = ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día (#37)					
	Q = caudal de ingreso a cada línea de lagunas (#9)					
	A = Área en m2 para cada línea de lagunas					
		A =	102151	m2	=	10,22 ha
Se adoptan 6 lagunas de 55m de ancho por 300m de largo por 2 m de prof + 1 laguna adic de 90m x 140m x 2m de prof. Area Adoptada: 11,16 ha						
METODO DE LA INDIA - CALCULO DEL AREA NECESARIA						
40	Fs = 375 - 6,25 x L					
	Siendo:					
	Fs = Factor de Corrección por Latitud					
41	L = Latitud del Sitio de Implantación de la Laguna =		32,3	Colon		
		Fs =	173			
42	A = (N x C / Fs)					
	Siendo:					
42	N = Numero de Habitantes por línea al año 2040 =		77186			
43	C = Carga Org. Ingreso línea Aeróbica por Pers. =		0,023			
	L = Latitud del Sitio de Implantación de la Laguna=		32,3			
		A =	10,2989	Hectáreas		
44	AREA DE LAGUNAS FACULTATIVAS ADOPTADAS = 11,16 Hectareas					
Se adoptan 6 lagunas de 55m de ancho por 300m de largo por 2 m de profundidad + una de 90m x 140m por 2 m de Prof.						

También se ha verificado que el volumen adoptado sea acorde al tiempo de permanencia requerido, como se observa en la Tabla 36.

Tabla 36 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.

CALCULO DEL VOLUMEN NECESARIO PARA LAS LAGUNAS FACULTATIVAS			
METODO SUD-AFRICANO			
45	$t = (C_e - C_{sal} - 1) / 0,23$	en horas	
	Siendo:		
	t = tiempo de retención del efluente		
	$C_e = \text{DBO5 de entrada en las lagunas facultativas} =$	121 mg/lts (# 35)	
46	$C_{sal} = \text{DBO5 de salida proyectado} =$	25 (s/ley provincial menor a 30 mg/lts)	
	t =	413 hs	= 17 días
VOLUMEN DE LAGUNAS FACULTATIVAS ADOPTADAS =		223200 m3	
	Permanencia del Efluente en Cada línea =	Volumen de Cada Línea / Caudal por Línea	
47	Permanencia Real =	17 días	

3.4.3.3 Dimensiones adoptadas

En resumen, se han adoptado 3 líneas de tratamiento conformadas cada una por 3 lagunas en serie, en el siguiente orden:

- 1 Laguna Anaeróbica de 55 m de ancho, 100 m de largo y 3 m de profundidad.
- 2 Lagunas Facultativas de 55 m de ancho, 300 m de largo y 2 m de profundidad.

Adicionalmente, se ejecutará:

- 1 Laguna Facultativa, común a las 3 líneas de tratamiento, de 90 m de ancho, 140 m de largo, y 2 m de profundidad.

Las 3 líneas de lagunas mencionadas en primer lugar se construirán dentro de los terrenos que se encuentran en proceso de compra en primera etapa (año 0), y la laguna restante se ejecutará en segunda etapa (año 10) y se ubicará en un área dentro del terreno municipal ubicado hacia el sur, que linda con el perteneciente a una escuela agrotécnica.

En la siguiente figura se puede observar la distribución de las lagunas dentro de los terrenos destinados a albergar la PTAR. La laguna ubicada más abajo es la que se ejecuta en segunda etapa, dentro del terreno municipal.

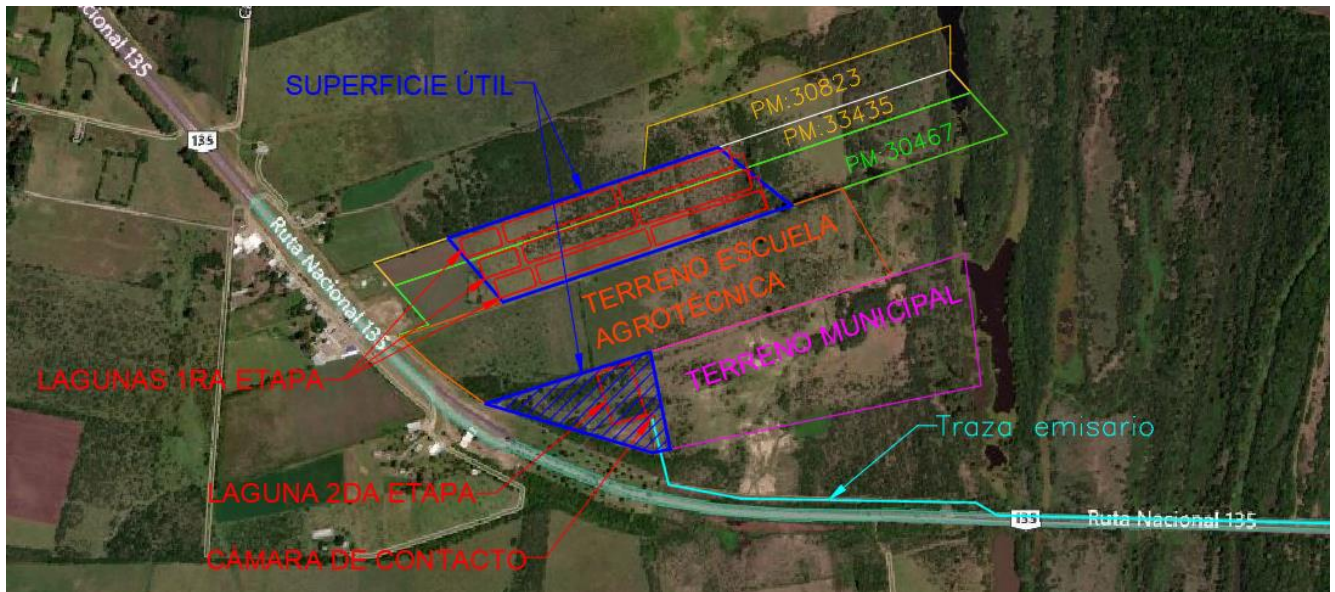


Figura 13 Layout general de las lagunas de la Alternativa 3.

3.5 COMPARACIÓN Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

La selección de la alternativa más conveniente ha surgido a partir de los diversos intercambios y reuniones mantenidas con las autoridades de la municipalidad de Colón, donde se han planteado las diferentes propuestas y se ha realizado un proceso de descarte y propuesta de una alternativa superadora.

Inicialmente se habían propuesto las Alternativas 1 y 2, las cuales fueron descartadas por diferentes motivos. La Alternativa 1 se descartó debido a que se encuentra parcialmente ubicada en una zona donde el terreno natural tiene una cota mínima de 5,00 m aproximadamente. Esto implica la necesidad de realizar un gran volumen de relleno para alcanzar una cota de coronamiento que sea segura para su estabilidad y su correcto funcionamiento hidráulico, lo cual resulta antieconómico.

La Alternativa 2 se ha descartado debido a que la municipalidad manifestó la imposibilidad de gestionar la adquisición del terreno necesario para la ejecución de la cuarta línea de lagunas en segunda etapa, el cual corresponde a una escuela agrotécnica y está previsto para otros usos.

Finalmente, se propuso la Alternativa 3 como superadora, la cual permite situar a la totalidad de la PTAR en una cota superior a los 10,00 m, lo que da una mayor seguridad a la obra en cuanto a la afectación que puede sufrir debido a las crecidas del río Uruguay. Si bien esta tiene la desventaja de estar sectorizada en dos terrenos separados, estando el terreno de la escuela agrotécnica entre ambos, es la única alternativa que permite situar la planta en terrenos propios del municipio y que estos se ubiquen en una cota superior a los 8,00 m (criterio sugerido por las autoridades de la municipalidad).

En consecuencia, se ha seleccionado la Alternativa 3 de PTAR para avanzar con el anteproyecto de la misma, que se desarrolla a continuación.

3.6 ANTEPROYECTO DE ALTERNATIVA SELECCIONADA

3.6.1 Descripción general

Habiendo arribado a la alternativa más conveniente, según lo visto en los puntos anteriores, se procederá a realizar el ajuste del cálculo sanitario de las unidades de tratamiento, que consisten en:

1. Cámara de Rejas, a construir en el año cero (0) del proyecto.

2. Lagunas Anaeróbicas: tres lagunas dispuestas en paralelo, de 55 m de ancho, por 100 m de largo, por 3 m de profundidad, a construir en el año cero (0) del proyecto.
3. Lagunas Facultativas Primarias: tres líneas en paralelo, consistentes en dos lagunas en serie de 55m de ancho por 300m de largo por 2 m de profundidad.
4. Laguna Facultativa Secundaria (común) a construir en el año diez (10) del proyecto, consistente en una laguna de 90m de ancho, por 140m de largo, por 2 m de profundidad, a ubicar en el predio municipal.
5. Cámara de Cloración, también a ubicar en el predio municipal, a construir en el año cero (0) del proyecto.

3.6.2 Dimensionamiento de unidades

3.6.2.1 Cámara de Rejas

El pretratamiento propuesto está compuesto por un sistema de rejas, sin proyectar desarenadores.

Por otra parte, se proyecta la construcción de una estructura para descarga de camiones atmosféricos, la que operará hasta que se logren finalmente conectar a la Red, todos los habitantes de la localidad.

Esta estructura es una cuba de Hormigón armado capaz de retener el volumen de un Camión atmosférico en su interior y posee dos niveles para descargar a la planta controlado por válvulas. El primero de ellos por sobre el nivel de operación de la planta, permitiendo el escurrimiento a gravedad de los líquidos en el interior, mientras que la descarga inferior está prevista para la limpieza final de los barros que sedimenten en la operación de descarga.

Se proponen dos canales de Rejas en la estructura de Ingreso y se selecciona una canaleta Parshall de garganta 0,229m teniendo en cuenta el rango de caudales a aforar.

Para la canaleta seleccionada y el Q_{E20} se obtiene un tirante de 0,44m. Considerando que se utilizará un solo canal en condiciones normales de funcionamiento, se definen las siguientes medidas:

- Ancho Canal = 0,50 m.
- Altura Canal = 0,65 m.
- Ancho Barrotes = 1/4".
- Largo Barrotes = 1".
- Separación entre barrotes = 3 cm.

Para esta geometría obtenemos:

- Caudal Máximo Horario a 20 años (Q_{E20}) = 13.508 m³/día = 0,16 m³/s.
- Velocidad Media a 20 años por canal = 0,71 m/s.
- Velocidad de Paso a 20 años por canal = 0,76 m/s.

3.6.2.2 Lagunas de estabilización

3.6.2.2.1 Verificación Año 10

Debido a que hasta el año 10 no va a estar la laguna final común en el predio municipal, se debe verificar que el sistema funcione correctamente en esta condición. Para ello se utilizó el modelo de Thirumurthi.

Tabla 37 Cálculo de primera Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 10).

<u>CALCULO DE d1 (numero de dispersion):</u>	
valor de X (largo/ancho)=	5,4
Termino Independiente: -0,26118	-0,26118
Termino Lineal: 0,24392*X	1,37117
Termino Cuadratico: 1,01368*X^2	29,55891
$d1 = X / [-0,26118 + 0,25392 * X + 1,01368 * X^2]$	0,17608
<u>CONSTANTE DE REACCION BIOLOGICA</u>	
Ko (coef de remocion, s/sperling) en 1/dia=	0,2766
T= (temperatura de la laguna mes frio)	11
T - 20 =	-9
$(1,044)^{T-20}$	0,6787
$Kt (^{\circ}C) = Ko * (1,044)^{(T-20)}$	0,1877
<u>CALCULO DEL TIEMPO DE RETENCION:</u>	
Q (caudal m3/dia, por linea a 10 años):	3521,00
L = Longitud de la laguna en (m):	300,00
A= Ancho de la Laguna en (m):	55,00
H: Profundidad de la Laguna en (m):	2,00
t = tiempo de ret. de la laguna consid taludes (dias)	8,90
<u>CALCULO DEL "a" CONSTANTE DE DISEÑO:</u>	
$a = (1 + 4 * Kt * R * d1)^{0,5}$	1,4756
<u>CALCULO DEL DBO DE SALIDA:</u>	
$Se1 = Sa * Aux1 / Aux2$	
Sa: Dbo5 ingreso (mg/lts)=	121,00
$Aux1 = 4 * a * e^{((1-a)/(2d1))}$	1,5294
$Aux2 = (1+a)^2$	6,1285
Se1: Dbo5 de salida (mg/lts) =	30,20

Como puede observarse, el efluente de la primera Laguna Facultativa, egresa con 30,20 mg/l de DBO₅ soluble, e ingresa en la segunda Laguna Facultativa. Por lo tanto, considerando la fracción particulada en la siguiente laguna, ingresarán 30,20 mg/l x 1,7 = 51,34 mg/l (normas ENOHSa). Luego, el abatimiento de DBO₅ continuará según la siguiente tabla.

Tabla 38 Cálculo de segunda Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 10).

<u>CALCULO DE d1 (numero de dispersion):</u>	
valor de X (largo/ancho)=	5,4
Termino Independiente: -0,26118	-0,26118
Termino Lineal: 0,24392*X	1,37117
Termino Cuadratico: 1,01368*X^2	29,55891
$d1=X/[-0,26118+0,25392*X+1,01368*X^2]$	0,17608
<u>CONSTANTE DE REACCION BIOLOGICA</u>	
Ko (coef de remocion, s/sperling) en 1/dia=	0,2766
T= (temperatura de la laguna mes frio)	11
T - 20 =	-9
$(1,044)^{T-20}$	0,6787
$Kt (^{\circ}C)= Ko * (1,044)^{(T-20)}$	0,1877
<u>CALCULO DEL TIEMPO DE RETENCION:</u>	
Q (caudal m3/dia, por linea a 10 años):	3521,00
L= Longitud de la laguna en (m):	300,00
A= Ancho de la Laguna en (m):	55,00
H: Profundidad de la Laguna en (m):	2,00
t= tiempo de ret. de la laguna consid taludes (dias)	8,90
<u>CALCULO DEL "a" CONSTANTE DE DISEÑO:</u>	
$a=(1+4 *KT*R*d1)^{0,5}$	1,4756
<u>CALCULO DEL DBO DE SALIDA:</u>	
$Se1 = Sa \times Aux1 / Aux 2$	
Sa: Dbo5 ingreso (mg/lts)=	51,33
$Aux1 = 4 * a * e^{((1-a)/(2d1)}$	1,5294
$Aux2 = (1+a)^2$	6,1285
Se1: Dbo5 de salida (mg/lts) =	12,81

Por lo tanto, de la salida de la segunda Laguna Facultativa de 55 m de ancho por 300 m de largo, el efluente saldrá según Thirumurthi con 12,81 mg/l de DBO₅ soluble y con 21,78 mg/l de DBO₅ total. Luego, el líquido ingresará a la cámara de contacto y se conducirá hacia el cuerpo receptor sin modificar su DBO₅.

3.6.2.2.2 Verificación Año 20

3.6.2.2.2.1 Modelo de flujo disperso de Thirumurthi

A efectos de analizar el funcionamiento de las lagunas y poder predecir el abatimiento de la DBO₅ también se utilizó el modelo de flujo disperso propuesto por Thirumurthi.

De acuerdo con lo determinado en el apartado 3.4.3, el líquido cloacal ingresa en la primera Laguna Facultativa con 121 mg/l de DBO₅, y para la planta a 20 años tenemos:

Tabla 39 Cálculo de primera Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 20).

<u>CALCULO DE d1 (numero de dispersion):</u>	
valor de X (largo/ancho)=	5,4
Termino Independiente: -0,26118	-0,26118
Termino Lineal: 0,24392*X	1,37117
Termino Cuadratico: 1,01368*X^2	29,55891
$d1=X/[-0,26118+0,25392*X+1,01368*X^2]$	0,17608
<u>CONSTANTE DE REACCION BIOLOGICA</u>	
Ko (coef de remocion, s/sperling) en 1/dia=	0,2766
T= (temperatura de la laguna mes frio)	11
T - 20 =	-9
$(1,044)^{T-20}$	0,6787
$Kt (^{\circ}C)= Ko * (1,044)^{(T-20)}$	0,1877
<u>CALCULO DEL TIEMPO DE RETENCION:</u>	
Q (caudal m3/dia, por linea a 20 años):	4503,00
L = Longitud de la laguna en (m):	300,00
A= Ancho de la Laguna en (m):	55,00
H: Profundidad de la Laguna en (m):	2,00
t = tiempo de ret. de la laguna consid taludes (dias)	6,96
<u>CALCULO DEL "a" CONSTANTE DE DISEÑO:</u>	
$a=(1+4 * Kt * R * d1)^{0,5}$	1,3858
<u>CALCULO DEL DBO DE SALIDA:</u>	
$Se1 = Sa \times Aux1 / Aux2$	
Sa: Dbo5 ingreso (mg/lts)=	121,00
$Aux1 = 4 * a * e^{((1-a)/(2d1)}$	1,8532
$Aux2 = (1+a)^2$	5,6923
Se1: Dbo5 de salida (mg/lts) =	39,39

Como puede observarse, el efluente de la primera Laguna Facultativa egresa con 39,39 mg/l de DBO₅ soluble e ingresa en la segunda Laguna Facultativa, por lo tanto considerando la fracción particulada en la siguiente laguna ingresara: 39,39 mg/l x 1,7 = 66,97mg/l (normas ENOHSa) y ocurrirá:

Tabla 40 Cálculo de segunda Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 20).

<u>CALCULO DE d1 (numero de dispersion):</u>	
valor de X (largo/ancho)=	5,4
Termino Independiente: -0,26118	-0,26118
Termino Lineal: 0,24392*X	1,37117
Termino Cuadratico: 1,01368*X^2	29,55891
$d1 = X / [-0,26118 + 0,25392 * X + 1,01368 * X^2]$	0,17608
<u>CONSTANTE DE REACCION BIOLOGICA</u>	
Ko (coef de remocion, s/sperling) en 1/dia=	0,2766
T= (temperatura de la laguna mes frio)	11
T - 20 =	-9
$(1,044)^{T-20}$	0,6787
$Kt (^{\circ}C) = Ko * (1,044)^{(T-20)}$	0,1877
<u>CALCULO DEL TIEMPO DE RETENCION:</u>	
Q (caudal m3/dia, por linea a 20 años):	4503,00
L = Longitud de la laguna en (m):	300,00
A= Ancho de la Laguna en (m):	55,00
H: Profundidad de la Laguna en (m):	2,00
t = tiempo de ret. de la laguna consid taludes (dias)	6,96
<u>CALCULO DEL "a" CONSTANTE DE DISEÑO:</u>	
$a = (1 + 4 * Kt * R * d1)^{0,5}$	1,3858
<u>CALCULO DEL DBO DE SALIDA:</u>	
$Se1 = Sa * Aux1 / Aux2$	
Sa: Dbo5 ingreso (mg/lts)=	66,97
$Aux1 = 4 * a * e^{((1-a)/(2d1))}$	1,8532
$Aux2 = (1+a)^2$	5,6923
Se1: Dbo5 de salida (mg/lts) =	21,80

Por lo tanto, de la salida de la segunda Laguna Facultativa de 55 m de ancho y 300 m de largo, el efluente saldrá según Thirumurthi con 21,80 mg/l de DBO₅ soluble y con 37,07 mg/l de DBO₅ total. Luego ingresa en la tercera laguna, común para todas las líneas, de 90 m de ancho, por 140 m de largo, por 2 metros de profundidad, y se comportara según el siguiente calculo:

Tabla 41 Cálculo de tercera Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 20).

<u>CALCULO DE d1 (numero de dispersion):</u>	
valor de X (largo/ancho)=	1,5
Termino Independiente: -0,26118	-0,26118
Termino Lineal: 0,24392*X	0,38088
Termino Cuadratico: 1,01368*X^2	2,28078
$d1=X/[-0,26118+0,25392*X+1,01368*X^2]$	0,62504
<u>CONSTANTE DE REACCION BIOLOGICA</u>	
Ko (coef de remocion, s/sperling) en 1/dia=	0,2766
T= (temperatura de la laguna mes frio)	11
T - 20 =	-9
$(1,044)^{T-20}$	0,6787
$Kt (^{\circ}C)= Ko \times (1,044)^{(T-20)}$	0,1877
<u>CALCULO DEL TIEMPO DE RETENCION:</u>	
Q (caudal m3/dia, una línea a 20 años):	13508,00
L= Longitud de la laguna en (m):	140,00
A= Ancho de la Laguna en (m):	90,00
H: Profundidad de la Laguna en (m):	2,00
t= tiempo de ret. de la laguna consid taludes (dias)	1,77
<u>CALCULO DEL "a" CONSTANTE DE DISEÑO:</u>	
$a=(1+4 * Kt * R * d1)^{0,5}$	1,3535
<u>CALCULO DEL DBO DE SALIDA:</u>	
$Se1 = Sa \times Aux1 / Aux 2$	
Sa: Dbo5 ingreso (mg/lts)=	37,07
$Aux1 = 4 * a * e^{((1-a)/(2d1))}$	4,0804
$Aux2 = (1+a)^2$	5,5388
Se1: Dbo5 de salida (mg/lts) =	27,31

En la Tabla 41 se observa que el líquido sale de la tercera laguna con 27,31 mg/l de DBO₅ soluble, por tanto, 46,42 mg/l de DBO₅ total. Se considera este un número aceptable, considerando la norma de vuelco que fija un valor máximo de 50 mg/l.

3.6.2.2.2 Verificación según el modelo de Sperling (mezcla completa en serie)

Esta verificación se basa en la siguiente fórmula:

$$S = \frac{S_0}{[1 + k_t \cdot (t/n)]^n}$$

Siendo:

- S₀: DBO₅ ingreso a las lagunas facultativas = 121 mg/l.
- K_t: Constante de Remoción Biológica = 0,1877 1/día.
- t: Tiempo total de Permanencia en las Lagunas Facultativas: 17 días.
- n: Número de Lagunas Facultativas en serie: 3.

Reemplazando llegamos a S = 121 mg/l / 8,78 = 13,78 mg/l de DBO₅ soluble, a lo que si agregamos la particulada se llega a: S = 23,4 mg/l, algo inferior a la arribada con el modelo de Thirumurthi. Ello puede

deberse a que el parámetro n, que representa las lagunas en serie debería ser 2, ya que la última laguna no funciona en serie para las tres líneas sino que es común y ello haría subir el DBO₅ de salida, quizás acercándose más al valor de Thirumurthi.

3.6.2.3 Cámara de Contacto

Deberá asegurarse una buena eliminación de microorganismos, debido a las exigencias reinantes por la proximidad de la playa. Por tanto, se propone la construcción de una cámaras, que poseerá 5 m de ancho, por 12 m de largo (libres) y una profundidad neta (nivel líquido) de 2 m (total 2,5m).

En la Tabla se detalla el cálculo de la cámara.

CAUDALES DE DISEÑO					
Q_{C0} =	403,00	m ³ /h	Q_{C10} =	474,00	m ³ /h
			Q_{C20} =	563,00	m ³ /h
			Q_{D20} =	731,00	m ³ /h
<u>CAMARA DE CONTACTO</u>					
Se ejecutarán dos cámaras de contacto del tipo laberintica, de hormigon armado					
Se debera proyectar dos cámaras completas, para una permanencia de 30 minutos, para					
el caudal medio al Año 10 (Q_{C10}) (caudales divididos en 2 partes, dos camaras iguales)					
Permanencia hidráulica:			t_{CLOR} =	0,50	h = 30 min
Volumen:		$V = Q_{C10} \cdot t_{CLOR}$	=	118,50	m ³
Profundidad útil:		h_{util}	=	2,00	m
Revancha:		r	=	0,50	m
Profundidad total:		h	=	2,50	m
Area:		$A = V/h_{util}$	=	59,25	m ²
Ancho canal:		b	=	1,20	m
Longitud canal:		$L = 40 \cdot b$	=	48	m
Ancho de la Camara:			=	5	m
Número canales:		$n_c = V/V_{CANAL}$	=	9,88	canales
Numero canales Adopt.:			=	10,00	canales
Largo de la Camara:			=	12,00	m
Velocidad escurrimiento:		$v = Q_{C15}/A_{CANAL}$	=	0,05	m/s
Verificando para el caudal medio, al Año 20, la permanencia hidráulica será:					
			$t_{CLOR} = V / Q_{C20}$	=	0,42 h = 25,26 min
Verificando para el caudal máximo diario al Año 20, la permanencia hidráulica será:					
			$t_{CLOR} = V / Q_{D20}$	=	0,32 h = 19,45 min
Para los caudales al Año 20, las cámaras aseguran una permanencia de aprox 20 min.					
Las dimensiones seran, 2,5 m de alto, por 5 metros de ancho libre, por 12 metros de largo libre.					
(agregando espesores de muro y tabiques espesor sugerido 15 cm)					

Consumo de hipoclorito de sodio

- Dosis máxima de cloro: 4 mg/l = 4 g/m³.
- Concentración de cloro: 100 g de cloro /l de hipoclorito.
- Dosis máxima de hipoclorito: 0,04 l de hipoclorito / m³ de efluente.
- Consumo máximo diario: 0,04 l de hipoclorito/m³ de efluente x 13.512 m³/día.
- Consumo máximo diario: 540 l/día de hipoclorito.

Previéndose tanques de almacenamiento para 15 días, se dispondrán 2 tanques de 4.000 lts de hipoclorito.

El volumen de almacenamiento de hipoclorito en planta debe prever unos 60 días, por lo tanto habrá que almacenar 122 tambores de 200 litros permanentemente en el establecimiento.

Bombas dosificadoras

Considerando el caudal máximo horario del efluente = 731 m³/hora

El caudal máximo a bombear será = 0,04 l/m³ x 731 m³/hora

Caudal bombeo = 29 l/hora

Por tanto se prevé la colocación de 2 bombas tipo "Dosivac" de caudal variable 0 – 50 lts /hora.

3.7 CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO

El cálculo se ordena en el sentido de circulación de la planta. En cada unidad de proceso se indicará el esquema de cálculo para determinar el perfil hidráulico.

3.7.1 Escenarios de calculo

El cálculo de los niveles máximos y mínimos normales de operación se realizan para el caudal Q_C, siendo este el caudal medio cloacal.

Se evaluaron para condición normal de operación, el funcionamiento de la planta con las tres series de lagunas operando en simultáneo.

Para el Q_E (caudal máximo horario) se verifican solamente las estructuras de ingreso a la planta, hasta la laguna Anaerobia, dado que se considera que el pico de horario se lamina en la primer laguna.

3.7.2 Fundamentos Teóricos

3.7.2.1 Cálculos Hidráulicos por gravedad

La ecuación básica utilizada en todos los cálculos hidráulicos por gravedad es la ecuación de conservación de la energía o ecuación de Bernoulli adaptada a las hipótesis básicas de flujo por gravedad:

$$Z_1 + Y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_e$$

Siendo:

- Z₁: Cota de solera de la sección transversal y respecto a una cota de referencia.
- Y₁:> Tirante del agua en la sección transversal i.

- α_1 : Coeficiente que tiene en cuenta la distribución no uniforme en la sección transversal i.
- V_i : Velocidad media del flujo en la sección transversal i.
- h_e : Pérdida de energía entre las secciones i y i+1

La energía h_e se obtiene de la siguiente expresión:

$$h_e = L \cdot S_f + K \cdot \left[\alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right]$$

Donde

- L: Longitud del tramo
- S_f : Pendiente de fricción del tramo. Se calcula mediante la fórmula de Manning

$$S_f = \frac{Q^2 \cdot n^2}{A^2 R h^{4/3}}$$

Donde:

- Q: Caudal circulante
- n: Coeficiente de fricción de Manning.
- A: Área de la sección transversal en la dirección del flujo.
- R_h : Radio hidráulico de la sección transversal del flujo.
- K: Coeficiente de pérdidas por expansión o contracción.

3.7.2.2 Cálculos Hidráulicos en conducciones a presión

La ecuación básica utilizada en todos los cálculos hidráulicos a presión en régimen permanente es la ecuación de conservación de la energía o ecuación de Bernoulli, adaptada a las hipótesis básicas del flujo a presión:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta J_{1-2} + \Delta J_L$$

Siendo:

- Z_1 : Cota de solera en la sección transversal y respecto a una cota de referencia.
- P_i : Presión relativa en la sección i.
- α_i : Coeficiente que tiene en cuenta la distribución no uniforme de la velocidad en la sección transversal i.
- V_i : Velocidad media del flujo en la sección transversal i.
- ΔJ_{1-2} : Pérdida de energía entre las secciones transversales i y i+1 debido al rozamiento a lo largo de la tubería entre ambas secciones. (Pérdidas friccionales)
- ΔJ_L : Pérdida de energía entre las secciones transversales i y i+1 debido a la presencia de fenómenos locales originados por cambios en la alineación de la tubería, por cambios en la sección de la tubería, por la presencia de embocaduras o desembocaduras y por la presencia de elementos que puedan obstaculizar o alterar las condiciones del flujo, como es el caso de válvulas o derivaciones (Pérdidas localizadas).

3.7.2.2.1 Cálculo de las Pérdidas Friccionales

Para realizar la valoración de pérdidas lineales por rozamiento se ha utilizado la expresión de Darcy-Weissbach:

$$\Delta J_{1-2} = \frac{fL V^2}{D 2g}$$

Donde, para tuberías lisas o rugosas y en la zona de transición ($2300 < Re < 4000$) o en la zona turbulenta ($Re > 4000$), f se deduce a partir de la fórmula de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k/D}{3,54} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Y para tuberías lisas o rugosas y en la zona laminar ($Re < 2300$), f se deduce de la fórmula de Poiseuille:

$$f = \frac{64}{Re}$$

Donde

- f : Coeficiente de fricción
- k : Rugosidad, en m.
- D : Diámetro interior de la conducción, en m.
- L : Longitud de la tubería, en m.
- Re : Numero de Reynolds; $Re = v \cdot D / \nu$
- v : Velocidad del agua, en m/s.
- ν : Viscosidad cinemática del agua
- g : Aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

3.7.2.2.2 Cálculo de las Pérdidas Localizadas

El cálculo de las pérdidas localizadas se realiza mediante la expresión:

$$\Delta J_L = \sum_n k_n \frac{V^2}{2g} + \sum_j k_j \left| \frac{\Delta V^2}{2g} \right|$$

Donde, además de las variables ya definidas tenemos:

- k_n : Coeficiente de pérdidas correspondiente al fenómeno local k (codos, derivaciones y elementos obstaculizadores del flujo).
- k_j : Coeficiente de pérdidas correspondiente al fenómeno local j (fundamentalmente los cambios de sección de la tubería o canal)

Los coeficientes de pérdidas fueron definidos en base a la siguiente bibliografía:

- Normativa ENOHS A
- Wastewater Hydraulics. Theory and practice – Willi H. Hager
- EM 110-21602-Hydraulic Design of Reservoir. Outlet Works - USACE
- MEMENTO DES PERTES DE CHARGE - I.E.IDEL'CIK
- Hidráulica de canales abiertos – Ven Te Chow

3.7.2.3 Vertederos de pared gruesa y triangular

Las estructuras de vertido con nivel fijo permiten controlar el nivel en donde se desee. En el caso de la planta en análisis, se implementaron vertederos triangulares y de pared gruesa. Para este último, el caudal de escurrimiento está determinado por la siguiente ecuación:

$$Q = 0.385 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

Donde:

- b es el ancho del vertedero
- h la carga del vertedero

Para definir las dimensiones de los vertederos triangulares, se tuvo en cuenta la ecuación dada en el libro *"Hidráulica de Tuberías y Canales Abiertos – Arturo Rocha"*

$$Q = 1,4 \cdot H^{5/2}$$

En todos los vertederos se verificó que no se supere el valor de 0,50 de sumergencia de la lámina vertiente para asegurar que no se ve afectado el coeficiente de descarga y en consecuencia el nivel aguas arriba del vertedero. Esta condición fue la que permitió establecer la altimetría de las estructuras y fue determinante la operación de la planta a través de una sola serie de lagunas.

3.7.3 Reja de limpieza manual

Previo al ingreso a la Canaleta Parshall y para proteger las instalaciones se han previsto 2 canales de 40 cm de ancho, de 20 mm de separación entre barrotes, de 5 mm de ancho y 38mm de largo.

La implementación de dos canales surge de las recomendaciones dadas por el ENOHSA y se utilizará un solo canal en condiciones normales de operación, habilitando el segundo en caso de mantenimiento del primero.

La reja irá montada en el canal con bastidor metálico, con un ángulo de instalación de 65° y perpendicular al sentido de escurrimiento. Será una unidad autoportante, pudiendo así ser izada integralmente permitiendo de tal modo una simple instalación y montaje iniciales y sencillos reparación y mantenimiento. El accionamiento de las rejillas será manual.

La pérdida de carga a través de una reja se establece según lo indicado por ENOHSA, donde propone distintos autores para la determinación de la pérdida de carga. En su numeral 11.2.7 establece lo indicado a continuación.

Se denomina velocidad de pasaje a la desarrollada por el líquido que escurre a través de las aberturas entre los barrotes de las rejillas. Cuando las rejillas están limpias, se puede definir como:

$$U_p = \frac{U_a}{E} = \frac{Q}{b_a \cdot h_a \cdot E}$$

Reja de barrotes rectangulares de espesor "e", separados una distancia "s", si el ancho del bastidor de rejillas coincide con el ancho "ba" del canal de aproximación, la relación de espacios vacíos puede establecerse como:

$$E = \frac{s}{s + e}$$

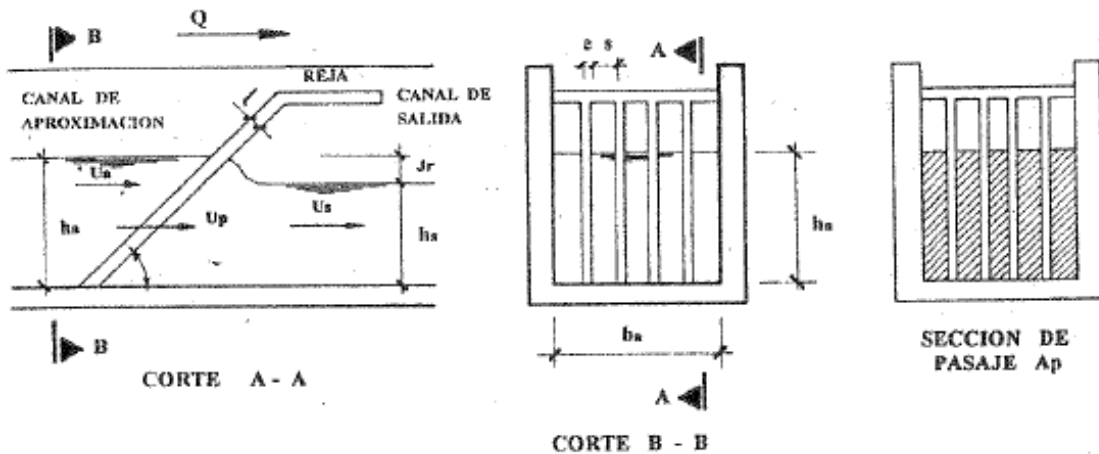


Figura 14 Esquema Reja.

KRISCHMER y SPAGLER

Los autores definen la pérdida de la reja de la siguiente manera:

$$J_{rl} = K_r * \frac{U_a^2}{2g}$$

Donde el coeficiente Kr se determina de la siguiente forma:

$$K_r = \beta \left(\frac{e}{S}\right)^{3/4}$$

Donde el coeficiente β es adimensional y depende de la forma de los barrotes, según lo indica la tabla siguiente:

Sección de los barrotes	Rectangular, aristas sin redondear	Rectangular, aristas redondeadas	Rodondo	Perfilado
β	2.42	1.67	1.79	0.76

ASCE

Se define la pérdida de la reja de la siguiente manera:

$$J_{rl} = \frac{1}{7} * \frac{U_p^2 - U_a^2}{2g}$$

DAVIS

Se define la pérdida de la reja de la siguiente manera:

$$J_{rl} = \frac{U_p^2 - U_a^2}{2g} + \frac{0.5 * U_a^2}{2g}$$

Si se determinan las pérdidas para una condición particular de operación, como puede ser la de Qc20, obtenemos los siguientes resultados:

AUTOR	Jr
KRISCHMER y SPAGLER	0.0134
ASCE	0.0166
DAVIS	0.0162

Se adopta para el cálculo la ecuación del ASCE para ser conservadores en el cálculo de la pérdida de energía.

3.7.4 Canaleta Parshall

Como se ve en la Figura 15, la canaleta Parshall consiste de tres secciones:

1. Una sección convergente aguas arriba que conduce a
2. una sección estrangulada o garganta y
3. una sección divergente en la salida dispuesta en planta. El piso en la sección convergente es horizontal, se inclina hacia abajo en la garganta y hacia arriba en la sección de salida.

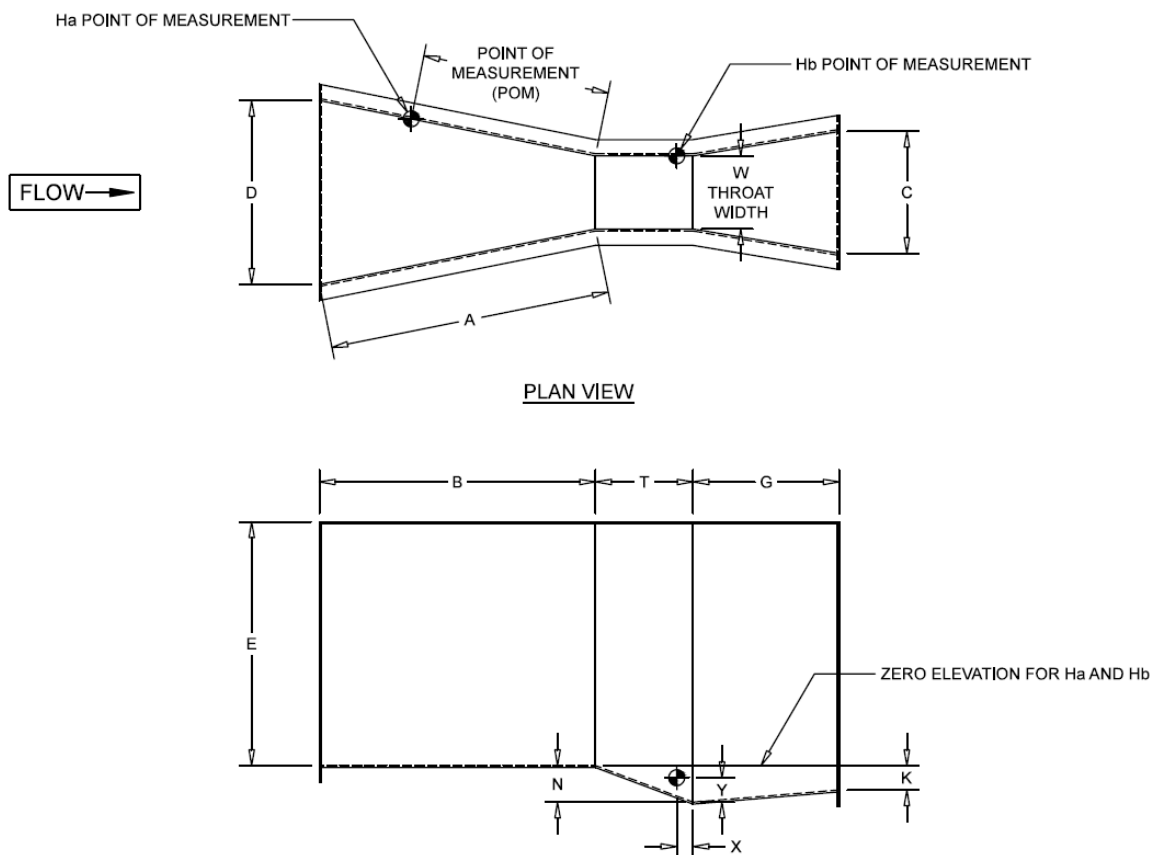


Figura 15 Geometría canaleta Parshall

Las características de este tipo de medidor vienen dadas en la figura anterior y cuadro adjuntos. En función de los caudales de cálculo se adopta el medidor caracterizado por el ancho de garganta W .

W (SIZE)	A	POM	B	C	D	E	T	G	K	N	X	Y
1" [2.54 CM]	1'-2 9/32" [36.27 CM]	9 17/32" [24.21 CM]	1'-2" [35.56 CM]	3 21/32" [9.29 CM]	6 19/32" [16.75 CM]	9" [22.86 CM]	3" [7.62 CM]	8" [20.32 CM]	3/4" [1.91 CM]	1 1/8" [2.86 CM]	5/16" [0.79 CM]	1/2" [1.27 CM]
2" [5.08 CM]	1'-4 5/16" [41.43 CM]	10 7/8" [27.62 CM]	1'-4" [40.64 CM]	5 5/16" [13.49 CM]	8 13/32" [21.35 CM]	10" [25.4 CM]	4 1/2" [11.43 CM]	10" [25.4 CM]	7/8" [2.22 CM]	1 11/16" [4.29 CM]	5/8" [1.59 CM]	1" [2.54 CM]
3" [7.62 CM]	1'-6 3/8" [46.67 CM]	1'-0 1/4" [31.12 CM]	1'-6" [45.72 CM]	7" [17.78 CM]	10 3/16" [47.23 CM]	2" [60.96 CM]	6" [15.24 CM]	30.48 CM	1" [2.54 CM]	2 1/4" [5.72 CM]	1" [2.54 CM]	1 1/2" [3.81 CM]
6" [15.24 CM]	2'-0 7/16" [62.07 CM]	1'-4 5/16" [41.44 CM]	2" [60.96 CM]	1'-3 1/2" [38.74 CM]	1'-3 5/8" [39.69 CM]	2" [60.96 CM]	1" [30.48 CM]	2" [60.96 CM]	3" [7.62 CM]	4 1/2" [11.43 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
9" [22.86 CM]	2'-10 5/8" [87.95 CM]	1'-11 1/8" [58.74 CM]	2'-10" [86.36 CM]	1'-3" [38.1 CM]	1'-10 5/8" [57.47 CM]	2'-6" [76.2 CM]	1" [30.48 CM]	1'-6" [45.72 CM]	3" [7.62 CM]	4 1/2" [11.43 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
12" [30.48 CM]	4'-6" [137.2 CM]	3" [91.44 CM]	4'-4 7/8" [134.3 CM]	2" [60.96 CM]	2'-9 1/4" [84.46 CM]	3" [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
18" [45.72 CM]	4'-9" [144.8 CM]	3'-2" [96.52 CM]	4'-7 7/8" [141.9 CM]	2'-6" [76.2 CM]	3'-4 3/8" [102.6 CM]	3" [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
24" [60.96 CM]	5" [152.4 CM]	3'-4" [101.6 CM]	4'-10 7/8" [149.5 CM]	3" [91.44 CM]	3'-11 1/2" [120.7 CM]	3" [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
36" [91.44 CM]	5'-6" [167.6 CM]	3'-8" [111.8 CM]	5'-4 3/4" [164.5 CM]	4" [121.9 CM]	5'-1 7/8" [157.2 CM]	3" [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
48" [121.9 CM]	6" [182.9 CM]	4" [121.9 CM]	5'-10 5/8" [179.4 CM]	5" [152.4 CM]	6'-4 1/4" [193.7 CM]	3" [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
60" [22.86 CM]	6'-6" [198.1 CM]	4'-4" [132.1 CM]	6'-4 1/2" [194.3 CM]	6" [182.9 CM]	7'-6 5/8" [230.2 CM]	3" [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
72" [182.9 CM]	7" [213.4 CM]	4'-8" [142.2 CM]	6'-10 3/8" [209.2 CM]	7" [213.4 CM]	8'-9" [266.7 CM]	3" [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
84" [213.4 CM]	7'-6" [228.6 CM]	5" [152.4 CM]	7'-4 1/4" [224.2 CM]	8" [243.8 CM]	9'-11 3/8" [303.2 CM]	3" [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
96" [243.8 CM]	8" [243.8 CM]	5'-4" [162.6 CM]	7'-10 1/8" [239.1 CM]	9" [274.3 CM]	11'-1 3/4" [339.7 CM]	3" [91.44 CM]	2" [60.96 CM]	3" [91.44 CM]	3" [7.62 CM]	9" [22.86 CM]	2" [5.08 CM]	3" [7.62 CM]
120" [304.8 CM]	14'-3 21/64" [435.2 CM]	6" [182.9 CM]	14' [426.7 CM]	12" [365.8 CM]	15'-7 1/4" [475.6 CM]	4" [121.9 CM]	3" [91.44 CM]	6" [182.9 CM]	6" [15.24 CM]	1'-1 1/2" [34.29 CM]	1" [30.48 CM]	9" [22.86 CM]
144" [365.8 CM]	16'-3 51/64" [497.3 CM]	6'-8" [203.2 CM]	16' [487.7 CM]	14'-8" [447.0 CM]	18'-4 3/4" [560.7 CM]	5" [152.4 CM]	3" [91.44 CM]	8" [243.8 CM]	6" [15.24 CM]	1'-1 1/2" [34.29 CM]	1" [30.48 CM]	9" [22.86 CM]

Las fórmulas que rigen la descarga libre para los diferentes tipos de medidores son:

Ancho de garganta W (m)	caudal Q(m3/s)	Tirante parshall Ha(m)
0.0762	$Q=0.17665Ha^{1.547}$	$Ha=(Q/0.17665)^{0.6464}$
0.152	$Q=0.3812Ha^{1.58}$	$Ha=(Q/0.3812)^{0.6329}$
0.229	$Q=0.5353Ha^{1.53}$	$Ha=(Q/0.5353)^{0.6563}$
0.305	$Q=0.6909Ha^{1.5221}$	$Ha=(Q/0.6909)^{0.657}$
0.457	$Q=1.0551Ha^{1.5382}$	$Ha=(Q/1.0551)^{0.6501}$
0.61	$Q=1.4279Ha^{1.5498}$	$Ha=(Q/1.4279)^{0.6453}$
0.914	$Q=2.1816Ha^{1.5661}$	$Ha=(Q/2.1816)^{0.6385}$
1.219	$Q=2.9506Ha^{1.5779}$	$Ha=(Q/2.9506)^{0.6338}$

Para que se cumpla la descarga libre se ha de verificar la siguiente desigualdad:

Ancho de garganta W (m)	Relación de sumergencia Hb/Ha
$\leq 0,229$	$\leq 0,60$
$\leq 2,438$	$\leq 0,70$

Para un caudal máximo se calcula Ha y mediante la relación de sugerencia se obtiene Hb, siendo:

1. Ha la altura de la lámina de agua, medida aguas arriba de la sección de control
2. Hb la altura de la lámina de agua, medida aguas debajo de la sección de control.

A continuación, se adjunta una tabla con las dimensiones y capacidades de los medidores Parshall, según el ancho W de la sección contraída.

Capacidades de los medidores Parshall según el ancho W de la sección contraída:

Ancho de garganta W (m)	Caudal Q(l/seg)	
	mínimo	máximo
0,152	1,416	110,440
0,229	2,548	252,020
0,305	3,115	455,900
0,457	4,247	696,600
0,61	11,893	937,290
0,914	17,273	1427,200
1,219	36,812	1922,700

En vista del rango de caudales a las que se verá sometida la planta, y la tabla siguiente, donde se evalúan los niveles aguas arriba y velocidades de ingreso para distintos anchos de garganta, se selecciona la canaleta con un W de 0,229 m.

W	Q	Ha	D	Vel
0,0762	0,0339	0,344	25,88	0,381
0,152	0,0339	0,201	39,21	0,430
0,229	0,0339	0,164	56,99	0,364
0,305	0,0339	0,138	84,46	0,291
0,457	0,0339	0,107	102,6	0,309

Para el diseño altimétrico de la canaleta, se toma como condición de operación, que para el Q medio Q_c , la relación H_b/H_a sea de 0,50.

3.7.5 Pretratamiento

En los puntos anteriores se trataron puntualmente los distintos sectores del ingreso de la planta, aquí se muestra el diseño propuesto para el pretratamiento, que incluye el ingreso desde la cámara de ingreso, las rejas, la canaleta Parshall y la cámara de salida. En las siguientes imágenes puede observarse la geometría, donde se muestran las partes de la restructura y las pérdidas de carga tenidas en cuenta para la determinación del perfil hidráulico. Vale la pena destacar que está pensado para que siempre funcione un solo canal a la vez, en caso de mantenimiento de una reja, se habilita el segundo y viceversa.

Los canales de rejas se componen de dos sectores, el primero, luego de su derivación, se definió su longitud de acuerdo al vertedero de desborde y el segundo luego de este, se determinó de 2 m aproximadamente para mejorar las condiciones del flujo ingresante a las rejas, para minimizar la asimetría en la sección transversal.

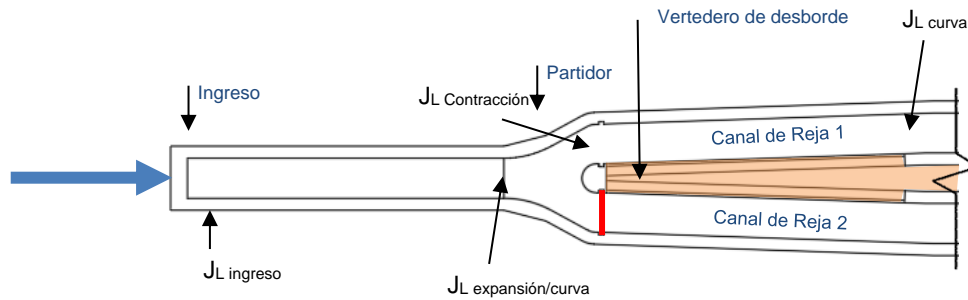


Figura 16 Pretratamiento - Sector inicial

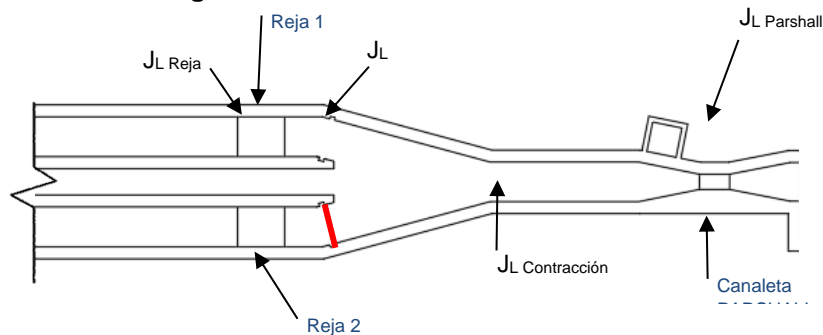


Figura 17 Pretratamiento - Sector final

3.7.6 Laguna Anaeróbica

Se implementaron dos sistemas de lagunas en paralelo, de forma tal de poder cerrar una rama y operar la planta con una línea completa de una Anaeróbica y cuatro Facultativas en serie, pudiendo así realizarle mantenimiento a las que se cierran.

El ingreso a la laguna se materializa sumergido mediante caños de PVC de DN250 a un metro de profundidad de la cota normal de operación. La vinculación entre la cámara Parshall y la laguna se realiza a través de una serie de partidores dispuestos con vertederos Triangulares que permiten repartir el flujo en las líneas de lagunas.

Los cálculos pueden observarse en la tabla anexa. En la siguiente imagen se indican las pérdidas consideradas en el ingreso a las lagunas, mientras que en la Figura 19 se muestra la salida de la misma y la conexión con la Laguna facultativa.

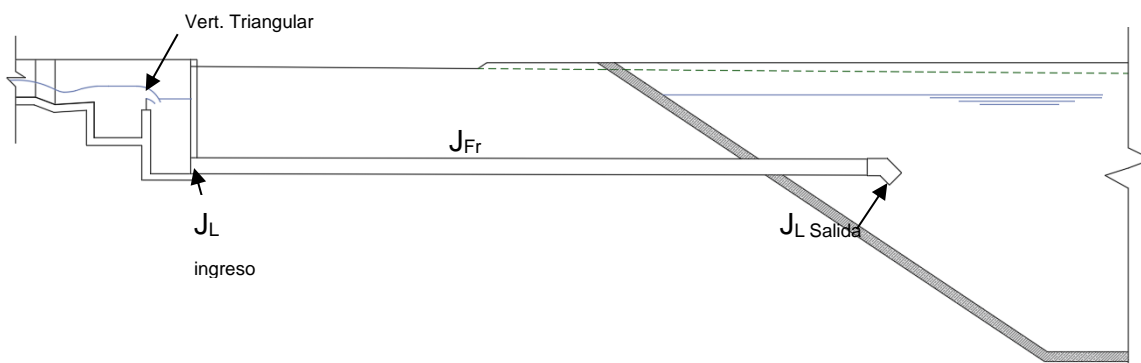


Figura 18 Tramo canaleta Parshall – Laguna Anaeróbica

En la siguiente imagen se muestra el sistema de conexión entre lagunas. El esquema de todas las ramas de lagunas es igual al indicado.

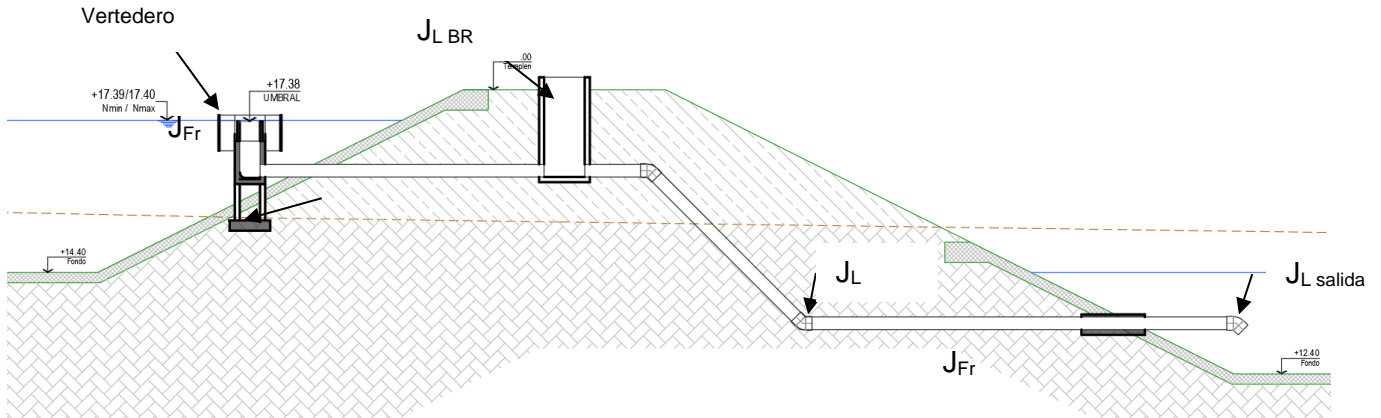


Figura 19 Interconexión Laguna Anaeróbica – Facultativa – Salida a Cloración.

3.7.7 Cámara de Contacto (Cloración):

Se ejecutará una cámara de contacto compuesta por dos semi-cámaras, de manera que se pueda independizar una de la otra.

La cámara de contacto dispone de dos vertederos, uno de entrada y otro de salida con el fin de desvincular del sistema la cámara y controlar su nivel y permanencia del líquido en la misma. Las pérdidas friccionales no se computan, dado la baja velocidad de escurrimiento, del orden de 0.03 m/s.

3.7.8 Elementos de seguridad

Para prevenir desbordes no controlados de líquido, se previeron distintas estructuras a lo largo de la planta.

3.7.8.1 Pretratamiento

Ante la posibilidad que se la reja manual se tape por falta de limpieza, se previó un vertedero de desborde que permite rodear el pretratamiento e ingresar directamente a la Laguna Anaerobia.

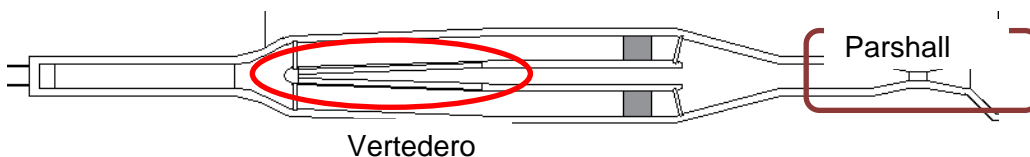


Figura 20 Pretratamiento de la planta

Este vertedero fue dispuesto paralelo al canal de rejas y canaleta parshall y su cota de umbral fue fijada en base al máximo nivel al que llegará el canal en condiciones extremas de operación. Esta fue considerada como el nivel alcanzado cuando el caudal máximo horario y el caudal pluvial ingresan a la planta.

La longitud de vertedero fue determinada para que no haya sobrepaso de la parte superior del canal.

3.7.9 Anexos

Se presentan dos tablas anexas.

La Tabla 1 corresponde a la verificación de niveles para el Q de diseño utilizado, y corresponde al Q_c (caudal medio diario).

La Tabla 2 corresponde a la verificación de condiciones extremas, donde se realizaron los cálculos en dos escenarios, uno frente a caudales extremos y otro para atascamiento de la reja y derivación por vertedero de seguridad.

4. EMISARIO

4.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

4.1.1 Restricciones a los Efluentes según el Digesto de CARU

La Comisión Administradora del río Uruguay (CARU) aprobó una nueva versión del “DIGESTO SOBRE EL USO Y APROVECHAMIENTO DEL RÍO URUGUAY” mediante Resolución CARU N° 28/19 del 5 de diciembre de 2019, incorporando numerosos parámetros de control de la contaminación y modificando los estándares de varios de los parámetros considerados en la versión anterior del año 2010.

El Anexo 1^a “Valores guía para la consideración de objetivos y estándares de calidad para el Digesto”, establece entre otros parámetros para la “Conservación y desarrollo de la vida acuática”, los siguientes:

- DBO₅: 3 mg O₂/l.
- DQO: 12 mg O₂/l. (Relación DQO/ DBO₅= 4, o DBO₅/DQO=0,25).
- Coliformes fecales: 1.000 UFC/100 ml
- Coliformes totales: 5.000 UFC/100 ml
- *Escherichia coli*: 575 UFC/100 ml
- Enterococos: 200 UFC/100 ml

Al respecto cabe mencionar que la DQO no es abatida eficientemente por una PTAR para líquido cloacal, siendo la relación en el efluente DQO/DBO₅=10. Por lo tanto, la DQO es la más limitante y depende más de la concentración en el afluente que de la PTAR.

Estos valores pueden ser excedidos dentro de la “Zona de mezcla”, definida como “el área aledaña al punto de evacuación de un efluente, dentro de la cual no son exigibles los objetivos y estándares de calidad de las aguas”.

En su Artículo 13 se indica lo siguiente: “Las zonas de mezcla, desde el momento en que se establezcan, estarán exceptuadas del cumplimiento de los objetivos y estándares de calidad de las aguas tendientes a la conservación y desarrollo de la vida acuática”.

Otros artículos que definen las características de estas zonas son los siguientes (se destacan en negrita algunos conceptos particularmente aplicables a este estudio de una PTAR municipal):

Artículo 16. Para todo efluente a evacuarse directamente en el río, las Partes podrán, si lo estiman conveniente, establecer zonas de mezcla, teniendo en cuenta los criterios establecidos en el artículo siguiente y mediante una decisión que deberá ser previamente informada a la C.A.R.U.

Sin perjuicio de ello, si tiene entidad suficiente para afectar la calidad de las aguas, será de aplicación, en lo pertinente, el procedimiento previsto en los artículos 7 a 12 del Estatuto del Río Uruguay.

Artículo 17. Las zonas de mezcla no podrán superponerse, total o parcialmente, con las zonas clasificadas como de protección especial. Para delimitar las zonas de mezcla las Partes deberán tener en cuenta:

- a. La proximidad de zonas destinadas a tomas de agua para abastecimiento público, para riego, destinadas a actividades de recreación y/o pesca, actividades cinegéticas o acuicultura.**
- b. Las características físicas e hidráulicas del tramo del río donde está ubicada la evacuación.

- c. **Que la zona de mezcla no se extienda transversalmente más de 1/5 del ancho de la respectiva sección del Río ni longitudinalmente más de 1000 metros.** Si se utilizara para la evacuación un brazo del Río, la zona de mezcla podrá extenderse hasta 1/3 del ancho del mismo. Los anchos indicados precedentemente se refieren a aquel generado durante el estiaje.
- d. Que para evacuaciones de embalses la zona de mezcla no superará un área cuyo radio sea de 300 metros.

Artículo 18. A los efectos de la autorización para la evacuación de los efluentes las Partes deberán tener adicionalmente en cuenta:

- a. Las propiedades de las sustancias componentes del efluente, en particular, su persistencia y comportamiento físico-químico y bioquímico en el río.
- b. El resultado de estudios de dispersión, difusión y tasa de desaparición de organismos, realizados en la zona de la evacuación.**
- c. El diseño de las obras de evacuación, en especial del emisario y difusores.**
- d. Que no debe autorizarse evacuaciones sobre la costa.**
- e. Que en ningún caso, en las zonas de mezcla, podrán superarse las concentraciones de sustancias o grupos de ellas capaces de provocar efectos de toxicidad aguda para los organismos de las comunidades acuáticas presentes en el río. Adicionalmente, se recomienda realizar determinaciones de toxicidad crónica como dato de referencia.
- f. La relación entre caudal y carga másica del efluente con respecto al caudal de estiaje del río. Como caudal de estiaje para las evacuaciones aguas arriba de la represa de Salto Grande, se utilizará el caudal que produce un tiempo de retención en el embalse igual o superior a 20 días y para evacuaciones aguas abajo de dicha represa, se utilizará el caudal medio mínimo semanal con recurrencia de 5 años.**

En relación con la zona denominada "2: aguas y sedimentos destinados a actividades de recreación, deportivas, culturales y turísticas con contacto directo", se establece el siguiente estándar, adicional al correspondiente a la conservación de la vida acuática:

- *Escherichia coli*: 200 UFC/100 ml, media geométrica de al menos 5 muestras.
- Enterococos: 35 UFC/100 ml, media geométrica de al menos 5 muestras.

Si bien en el Digesto actual se omitió especificar el período en que se deben obtener las 5 muestras, se puede asumir que es un planteo equivalente al del Digesto original, en el cual para coliformes fecales, se indicaba que en base a un mínimo de cinco muestras igualmente espaciadas tomadas en un período de treinta días durante la temporada balnearia, no se deberá exceder una media logarítmica de 200 UFC/100 ml ni superar los 500 UFC/100 ml en más del 20 por ciento de las muestras.

4.1.2 Cotas del río Uruguay y parámetros operativos de diseño

Los niveles de agua en el hidrómetro de Colón son registrados por la Subsecretaría de Puertos y Vías Navegables y la Prefectura Naval Argentina (PNA), y fueron obtenidos de diferentes fuentes, incluyendo indirectamente datos obtenidos a partir del hidrómetro de Concepción del Uruguay, como se comentará más adelante.

Los datos de PNA fueron conseguidos, por un lado, mediante de la municipalidad de Colón, y por el otro, mediante el Grupo de Estudio de la Contaminación del Río Uruguay (GECRU).

Las diferentes fuentes abarcan desde el año 1998 hasta 2021 y presentan datos con distintos intervalos temporales, siendo en algunos casos datos de máximos mensuales (período entre 1998 y 2008), y en su mayoría datos con frecuencia 6 horas con datos a las 6, 12, 18 y 24 hs (período entre 2003 y 2021). Se realizó una labor de consistencia de la información en períodos con dos fuentes simultáneas, encontrándose variaciones entre las diferentes series en especial cuando se compara una serie con un único dato mensual y otra con varios datos el mismo día, para niveles medios durante el pasaje de crecidas, y para niveles bajos que son muy afectados por los vientos.

En el caso de los niveles máximos las discrepancias entre diferentes series para el mismo día son menores, encontrándose en el orden de unos centímetros. Se consideró el mayor nivel diario cuando se dispuso de más de un dato. Una vez revisada y ajustada esta información se generó una serie de niveles máximos anuales en el período 1998 – 2021. A fines de tener un registro más extenso de máximos anuales, se ha completado la misma con datos del período 1980-1997 mediante la metodología que se describe a continuación.

Se ha tomado como base un informe realizado por la consultora EIH S.A. para la CARU en el marco del proyecto “Proyecto de dragado y balizamiento del río Uruguay desde el km 0 al km 187,1, incluyendo el canal de acceso al puerto de Concepción del Uruguay y los canales entre el km 187,1 y el km 206,8 puerto de Paysandú”. En el mismo se demuestra que se puede adoptar relación entre los niveles hidrométricos al cero de la escala en Concepción del Uruguay y Colón, que se puede representar por la fórmula siguiente:

$$\text{Nivel Colón} = 1,25 \cdot \text{Nivel Concepción del Uruguay}$$

Esta correlación de niveles se puede observar gráficamente en la Figura 21. En este caso se disponía de un registro de datos diarios entre los años 1982 y 2011.

En la Tabla 42 se pueden observar las diferencias entre el registro máximo en Colón y el teórico, derivado de la ecuación anterior, aplicado a los años en que hay disponibilidad de datos del hidrómetro de Colón. Allí se observa que la diferencia es menor a 10 cm en general, lo cual lo hace un predictor completamente satisfactorio.

Correlación de niveles Concepción del Uruguay - Colón
(sin años 1982, 1991, 1992)

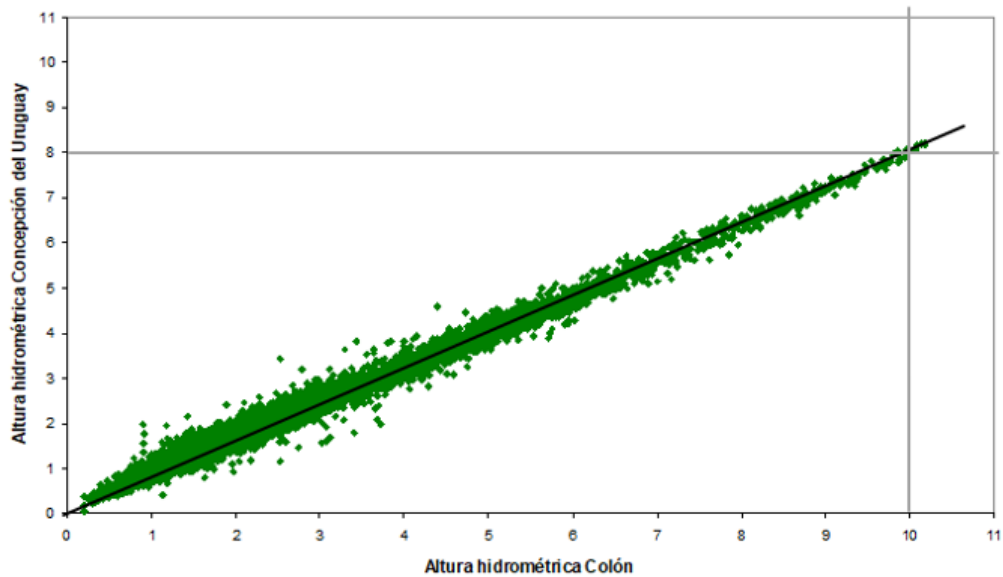


Figura 21 Correlación de niveles registrados en Concepción del Uruguay y Colón.

Tabla 42 Diferencias entre niveles registrados y teóricos en Colón.

Niveles máximos anuales registrados Colón y CdU				Extrapolación por relación a Colón	Diferencia Extrapolación / registro
Año	Colón	CdU	Diferencia		
1998	9,48	7,59	1,89	9,49	0,01
1999	5,73	4,59	1,14	5,74	0,01
2000	6,6	5,30	1,30	6,63	0,03
2001	7,32	5,84	1,48	7,30	-0,02
2002	9,18	7,40	1,78	9,26	0,08
2003	7,1	5,65	1,45	7,07	-0,03
2004	6,95	5,57	1,38	6,97	0,02
2005	7,64	6,09	1,55	7,62	-0,02
2006	3,75	3,00	0,75	3,76	0,01
2007	5,85	4,49	1,36	5,62	-0,23
2008	7,19	5,67	1,52	7,09	-0,10
2009	10,2	8,19	2,01	10,24	0,04
2010	6,99	5,41	1,58	6,77	-0,22
2011	5,8	4,57	1,23	5,71	-0,09
2012	7,96	6,33	1,63	7,91	-0,05
2013	5,98	4,24	1,74	5,31	-0,67
2014	9,17	7,33	1,84	9,17	0,00
2015	10,41	8,40	2,01	10,50	0,09
2016	8,60	8,39	0,21	10,49	2,53*
2017	9,53	7,68	1,85	9,60	0,07

Nota: * En el registro de Concepción del Uruguay el nivel máximo del año 2016 es el mismo evento que el del año 2015 (el máximo ocurre a fin del año), por lo que en realidad la diferencia que se observa en el año 2016 no debe tenerse en cuenta.

A partir de la aplicación de esta correlación se ha logrado constituir una serie de máximos anuales entre los años 1980 y 1997, complementando a la descrita anteriormente (1998-2021). En la Figura 22 se observa la serie completa resultante.

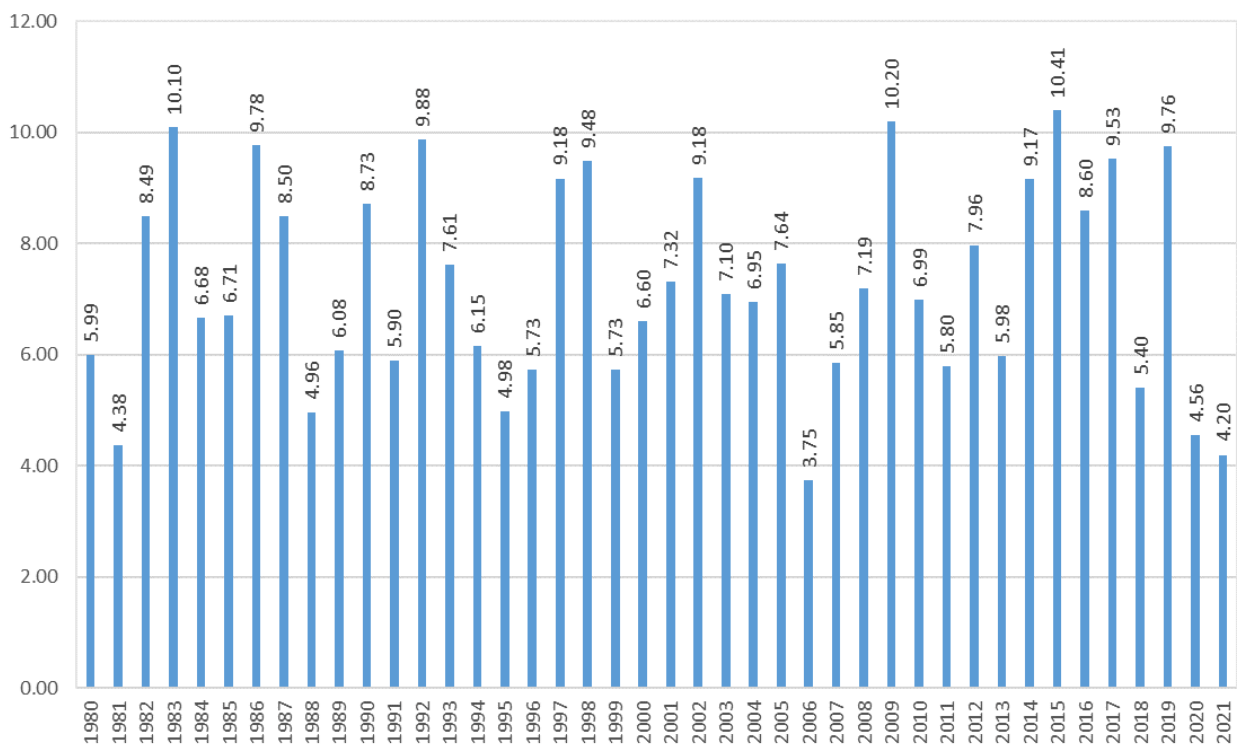


Figura 22 Serie de niveles máximos anuales en Colón, referidos al cero del hidrómetro local.

A partir de la serie de máximos anuales se realizó un análisis de niveles extremos empleando el programa FACETA (Software para análisis de frecuencia de series hidrológicas) elaborado por el Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA) de la Universidad Nacional de Córdoba.

El programa genera indicadores de calidad del ajuste (Chi Cuadrado y Error Estándar de Ajuste - EEA), para las distribuciones LogNormal, Gumbel Máxima Verosimilitud (MV), Gumbel Método de Momentos (MM), GEV MV y MM, y LogPearson III, así como parámetros de la muestra analizada.

Las distribuciones de mejor ajuste son las que tienen un valor de “p” mayor en la prueba de Chi Cuadrado, o un menor valor de EEA, aunque en muchas ocasiones se selecciona una distribución que ajuste mejor visualmente a las mayores recurrencias, cuando el objetivo del análisis se centra en las mismas.

La Figura 23 ilustra el ajuste de las distribuciones a la serie disponible. Las líneas llenas son los ajustes y las punteadas los respectivos intervalos de confianza con un 95% de nivel de significancia.

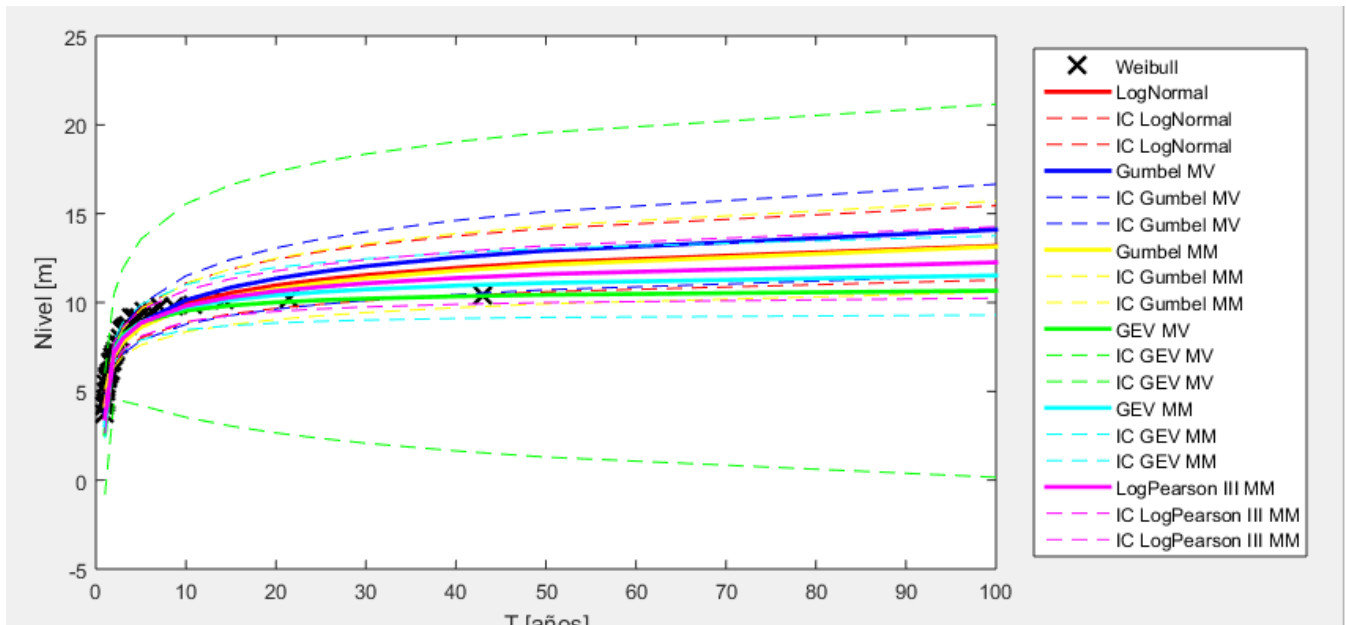


Figura 23 Ajuste de distribuciones de extremos a los niveles máximos anuales registrados en Colón entre 1980 y 2021. Recurrencias en años.

Los parámetros estadísticos de las series son los siguientes:

Tabla 43 Parámetros Estadísticos de las series analizadas

Media (m)	7,27
Mediana (m)	7,05
Desvío (m)	1,87
Coefficiente de Asimetría	0,04
Coefficiente de Variación	0,26
Mínimo (m)	3,75
Máximo (m)	10,41

Las series cumplen con los siguientes test al nivel del 5%:

- Datos atípicos de Chow (no existen),
- Independencia de Anderson-Darling,
- Estacionariedad de Mann Kendall, y
- Homogeneidad a escala anual de Wilcoxon.

Se seleccionó el ajuste obtenido mediante la distribución GEV por el Método de Máxima Verosimilitud, teniendo en cuenta los indicadores Chi Cuadrado y EEA, y considerando que es la que mejor ajusta visualmente para las recurrencias más grandes si se observa la Figura 23.

En la Figura 24 se ilustra el ajuste obtenido mediante la distribución de probabilidad seleccionada. Asimismo, en la Tabla 44 se pueden observar los niveles del río Uruguay asociados a distintas recurrencias, como resultado del análisis realizado.

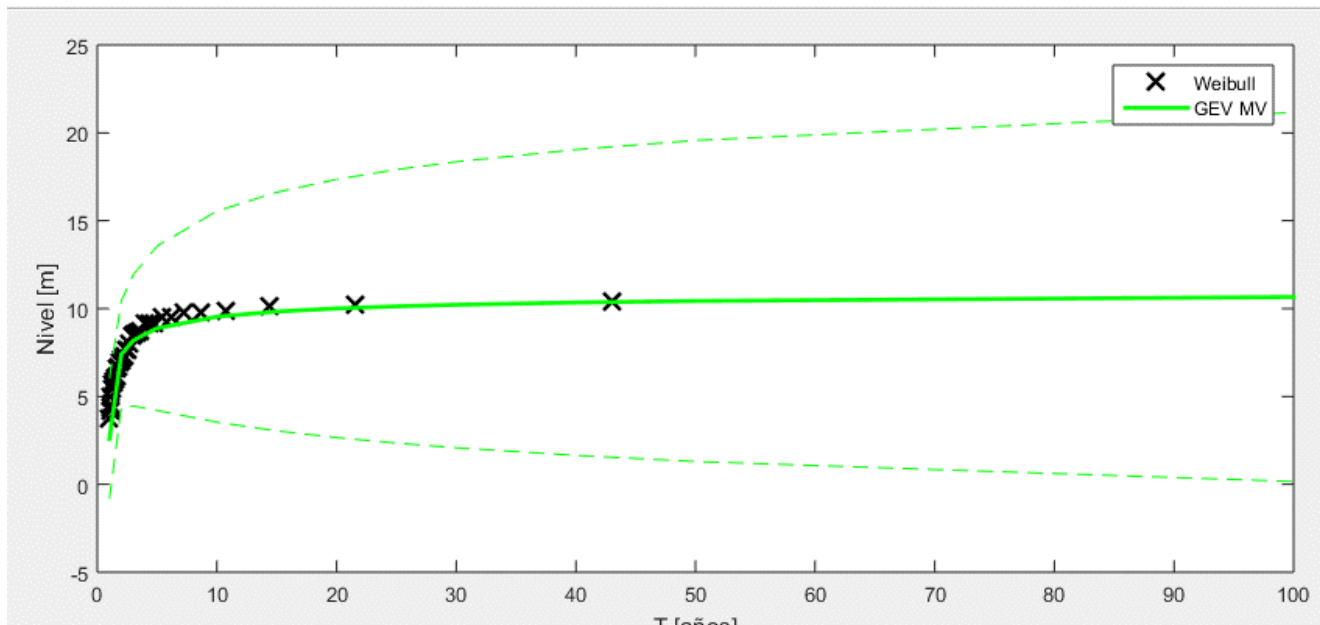


Figura 24 Ajuste de la distribución GEV MV a los niveles máximos anuales registrados en Colón entre 1980 y 2021. Recurrencias en años.

Tabla 44 Alturas máximas anuales para diferentes recurrencias, referidas al cero del hidrómetro de Colón.

Recurrencia (años)	GEV Método de Máxima Verosimilitud		
	Lim. Inf.	Ajuste	Lim. Sup.
2	4.35	7.39	10.44
3	4.45	8.19	11.92
5	4.20	8.88	13.56
10	3.54	9.54	15.55
15	3.05	9.83	16.62
20	2.66	10.01	17.36
25	2.35	10.13	17.91
30	2.08	10.22	18.36
40	1.65	10.35	19.05
50	1.30	10.44	19.57
100	0.16	10.66	21.16

En la Figura 25 se presenta la curva de frecuencia de niveles en el hidrómetro de la ciudad de Colón.

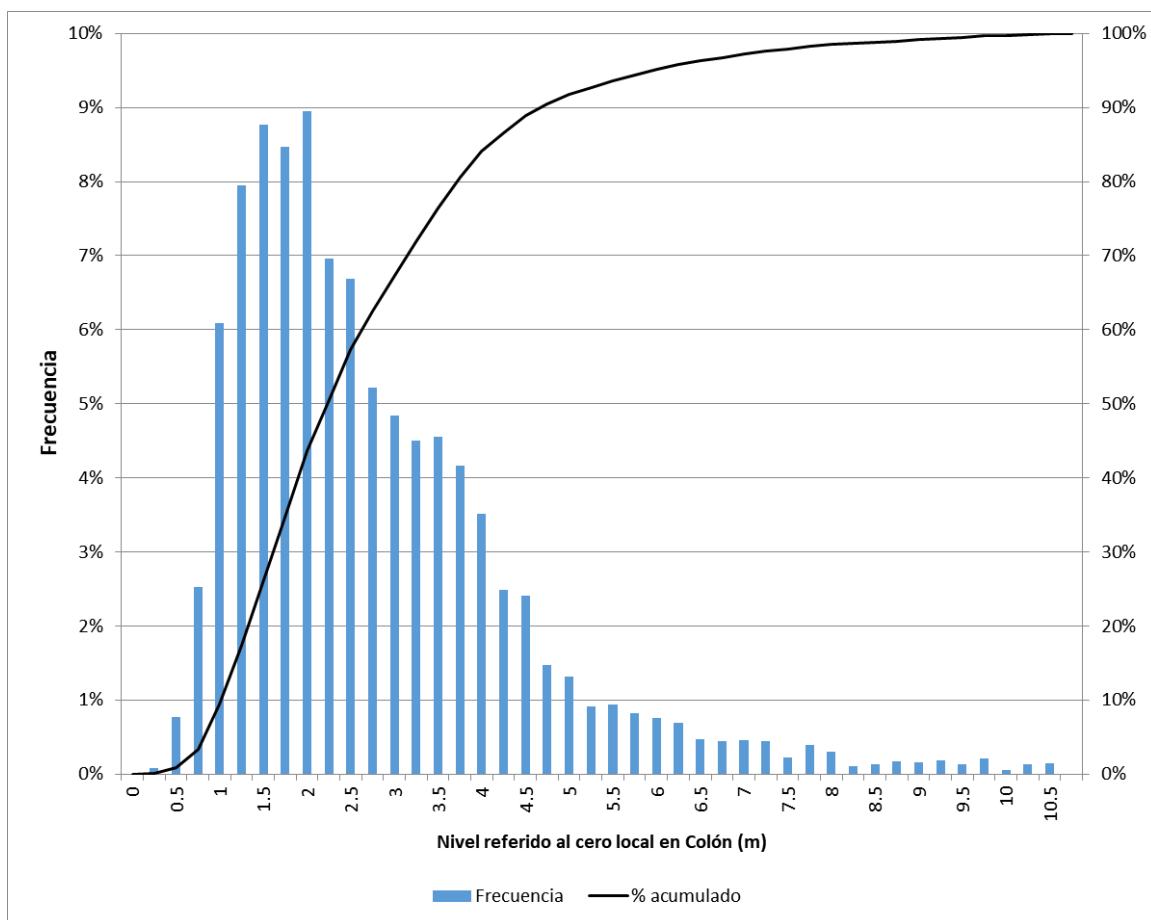


Figura 25 Curva de frecuencia de niveles en Colón (período 11/2003-10/2021).

La frecuencia empírica correspondiente a diferentes niveles hidrométricos se presenta en Tabla 45.

Tabla 45 Frecuencia acumulada de niveles en Colón (período 11/2003-10/2021).

Clase	Cantidad	Frecuencia	% acumulado
0	0	0.00%	0.00%
0.25	20	0.08%	0.08%
0.5	194	0.77%	0.85%
0.75	641	2.53%	3.38%
1	1543	6.09%	9.47%
1.25	2012	7.95%	17.41%
1.5	2221	8.77%	26.18%
1.75	2144	8.47%	34.65%
2	2267	8.95%	43.60%
2.25	1762	6.96%	50.56%
2.5	1695	6.69%	57.25%
2.75	1322	5.22%	62.47%

Clase	Cantidad	Frecuencia	% acumulado
3	1227	4.85%	67.32%
3.25	1141	4.51%	71.83%
3.5	1152	4.55%	76.37%
3.75	1056	4.17%	80.54%
4	889	3.51%	84.05%
4.25	631	2.49%	86.55%
4.5	609	2.40%	88.95%
4.75	372	1.47%	90.42%
5	334	1.32%	91.74%
5.25	232	0.92%	92.66%
5.5	236	0.93%	93.59%
5.75	208	0.82%	94.41%
6	191	0.75%	95.16%
6.25	174	0.69%	95.85%
6.5	118	0.47%	96.32%
6.75	111	0.44%	96.75%
7	115	0.45%	97.21%
7.25	114	0.45%	97.66%
7.5	58	0.23%	97.89%
7.75	99	0.39%	98.28%
8	75	0.30%	98.57%
8.25	26	0.10%	98.68%
8.5	32	0.13%	98.80%
8.75	43	0.17%	98.97%
9	40	0.16%	99.13%
9.25	47	0.19%	99.32%
9.5	35	0.14%	99.46%
9.75	53	0.21%	99.66%
10	15	0.06%	99.72%
10.25	32	0.13%	99.85%
10.5	38	0.15%	100.00%
>10.5	0	0.00%	100.00%

En otro orden, el caudal a emplear para la verificación del impacto de la descarga en el río Uruguay es el valor medio mínimo semanal con recurrencia de 5 años (para el río, aguas abajo del embalse), siendo su valor 587 m³/seg (periodo del año 1980 al 2018). Dato aportado por la Comisión Técnica Mixta de Salto Grande y empleado en el proyecto del emisario de Concordia.

4.1.3 Caudal de diseño y verificación

El caudal de diseño del conducto será el caudal pico horario del año final del período de diseño de 20 años considerado (Q_{E20}), es decir del año 2045. Este ya ha sido indicado en el inciso 3.2.3.

A modo de verificación de velocidades mínimas en el emisario, se utilizó el caudal máximo horario del día de menor consumo en el año 0 del período de diseño, es decir el año 2025.

A continuación se presenta el valor de dichos caudales:

$$Q_{L0} = \alpha_2 \cdot \beta_1 \cdot Q_{C0} = 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_{C0} = 0,222 \frac{m^3}{s} = 800,74 \frac{m^3}{h} = 19218 \frac{m^3}{día}$$
$$Q_{E20} = 0,576 \frac{m^3}{s} = 2074,60 \frac{m^3}{h} = 49790 \frac{m^3}{día}$$

4.2 MODELIZACIÓN HIDRODINÁMICA UNIDIMENSIONAL

Dado que el caudal del río Uruguay en condiciones de estiaje es muy reducido (inferior a 600 m³/s), la ocurrencia de sudestadas intensas puede revertir la corriente fluvial con facilidad. Teniendo en cuenta que la modelización bidimensional de dispersión no puede extenderse demasiado hacia aguas arriba sin que los tiempos de proceso se vuelvan excesivamente prolongados, para establecer las condiciones de borde de nivel (aguas abajo) y de caudal (aguas arriba) en el modelo bidimensional, se utilizó una modelización matemática antecedente que abarca el río Uruguay desde Nueva Palmira a Concordia y el río Gualeguaychú hasta una distancia de 80 km aguas arriba de la confluencia con el arroyo Gualeyán.

Este modelo permite analizar la penetración de la onda de marea proveniente del Río de la Plata y evaluar las fluctuaciones que podría tener en caudal fluvial en condiciones de sudestada. La utilidad de esta evaluación es disponer de información que eventualmente permita realizar un análisis de sensibilidad de los resultados del modelo bidimensional, considerando la fluctuación del caudal en las condiciones de borde de aguas arriba. No obstante ello, como se verá a continuación, el efecto de sudestada no sólo responde a la fluctuación del nivel de agua en Nueva Palmira, sino que por la orientación del río Uruguay, es muy afectada por la tensión de corte producida por el viento proveniente del cuadrante sudeste.

A continuación se desarrolla la aplicación del modelo, la cual es común en gran parte a lo presentado para el proyecto de la PTAR de Concepción del Uruguay, pero se repite aquí para que el informe sea autocontenido, y se lo extiende con consideraciones sobre el área de Colón.

4.2.1 Implementación del Modelo Hidrodinámico Unidimensional

La base del modelo empleado proviene de estudios antecedentes, y durante el estudio previo del Emisario de la PTAR de Gualeguaychú se lo ha perfeccionado incluyendo la información de las secciones relevadas por la consultora BISA en el río Gualeguaychú.

Se describe a continuación la implementación para los tramos fluviales analizados, la calibración de este, y los resultados obtenidos durante una sudestada típica en el punto de inicio del modelo 2D.

En el estudio se aplicó el modelo en el río Uruguay desde aguas abajo de la represa de Salto Grande hasta Nueva Palmira, abarcando un total de 340 km, y a toda la extensión de río Gualeguaychú desde la parte superior de la cuenca con los datos de la estación de aforos de la Ruta Provincial N°39 hasta su desembocadura, en un total de 95 km. El mismo se encuentra representado mediante 91 secciones transversales sobre el río Gualeguaychú, y 102 sobre el río Uruguay.

Para representar correctamente la capacidad de transporte del río aguas debajo de Fray Bentos, se realizaron 2 conexiones entre el río principal Uruguay y los afluentes Guauguaychú y Negro, representados con secciones transversales cada 10 km.

Para representar los cauces y las planicies de inundación, se utilizó la información topobatemétrica disponible. Se ilustra el esquema en la Figura 26.

En el apartado de calibración, se presenta el ajuste del modelo con los datos medidos para un período de verano que va desde 28/12/2017 al 1/3/2018 coincidente con valores bajos de nivel de agua en el río Uruguay, y caudales descargados por la represa de Salto Grande fluctuantes entre 1.200 y 4.100 m³/s con un promedio de 2.300 m³/s, aproximadamente.

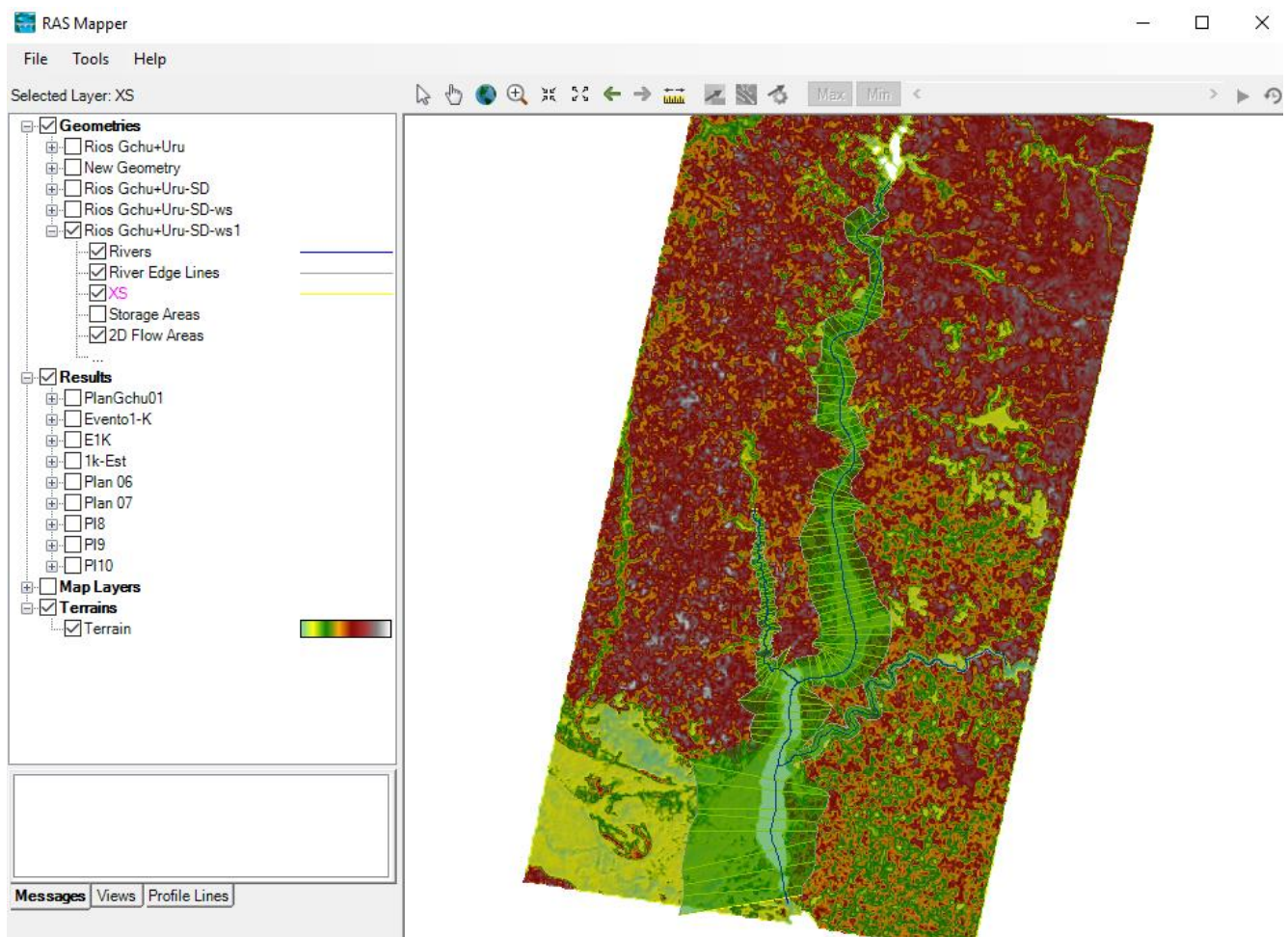


Figura 26 Imagen de la Red hídrica del modelo HEC-RAS.

4.2.2 Calibración del modelo Hidrodinámico Unidimensional

Para la calibración hidrodinámica, se forzó al modelo a partir de una serie de caudales cada 6 hs determinados mediante una ley Altura - Caudal en la ciudad de Concordia (descarga de la represa Salto Grande) sobre el río Uruguay, y otra a la altura de la Ruta Provincial 39 sobre el río Guauguaychú (ajustados por un coeficiente areal en el estudio del Emisario de Guauguaychú).

Para la condición de borde aguas abajo, se utilizaron niveles cada 6 hs medidos en la localidad de Nueva Palmira. Si bien esa discretización temporal convendría que sea más detallada, por ejemplo

con datos horarios, para representar más adecuadamente las ondas de marea, lamentablemente los datos disponibles por parte de la Prefectura Naval Argentina tienen un intervalo de registro de 6 horas. Para el caso del río Negro se adoptó un caudal constante de evacuación, no resultando significativo una variación de entre 100 y 600 m³/s sobre los puntos de interés analizados.

Una vez definidas las condiciones de borde, para su calibración se compararon los niveles medidos y calculados en las estaciones de Boca Gualeguaychú y Concepción del Uruguay, variando el coeficiente de rugosidad de Manning.

Para ello se contó con la información provista por el Grupo GECRU sobre calibraciones previas del modelo del río Uruguay, el cual desarrolló la modelización del río en forma progresiva utilizando inicialmente el Modelo MIKE 11¹ y migrando luego al HEC-RAS².

Como se puede apreciar en la Figura 27, el modelo hidrodinámico del río Uruguay representa adecuadamente la marcha general de los niveles en la zona baja del río, pero la simulación precisa de las condiciones extremas de corta duración requieren la incorporación del efecto del viento, el cual se ha considerado en algunos períodos en los estudios antecedentes, pero que es un dato que no se dispone con una cobertura espacial y temporal adecuada para alimentar el modelo en forma sistemática³.

El valor del coeficiente de rugosidad calibrado, adoptado para todo el cauce del río Uruguay es variable entre 0,022 y 0,035 y entre 0,05 y 0,15 en la planicie, mientras que para el Gualeguaychú fue de entre 0,023 y 0,035 en el cauce y de 0,08 en la planicie, y para el río Negro de 0,030 en el cauce y de 0,05 en planicie.

En la Figura 28 se presentan los niveles medidos y calculados de la estación Concepción del Uruguay (datos cada 6 hs).

Se puede apreciar que el modelo representa adecuadamente los niveles bajos y las principales fluctuaciones del nivel del río, pero no alcanza a representar adecuadamente los picos de nivel, debido a la falta de información de vientos para forzar las sobreelevaciones del nivel de agua que se producen especialmente cuando sopla del cuadrante Sudeste.

¹ "Prioridades de tratamiento de aguas residuales cloacales vertidas en el tramo Concordia - Concepción del Uruguay". Alejandro Zabalett, Julio Cardini, Cecilia Cardini y Néstor Oliver, Grupo de Estudio de la Contaminación del Río Uruguay (GECRU), XXIIº Congreso Nacional del Agua 2009

² "Modelaciones 1D y 2D de impactos locales y transfronterizos en la calidad de agua del río Uruguay". Julio Cardini, Alejandro Zabalett, Gimena Reguero, Daniel Mársico y Néstor Oliver. XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Buenos Aires, Argentina. Septiembre de 2018.

³ "Comparación de los modelos HEC-RAS y MIKE 11 para evaluar la evolución de la calidad bacteriológica del agua en el río Uruguay inferior". Zabalett, Alejandro; Cardini, Julio C. y Reguero, Gimena P. IV CONGRESO BIANUAL PRODECA (Proyecto Integrador para la Determinación de la Calidad del Agua). 6, 7 y 8 de septiembre de 2017. Bahía Blanca. Argentina

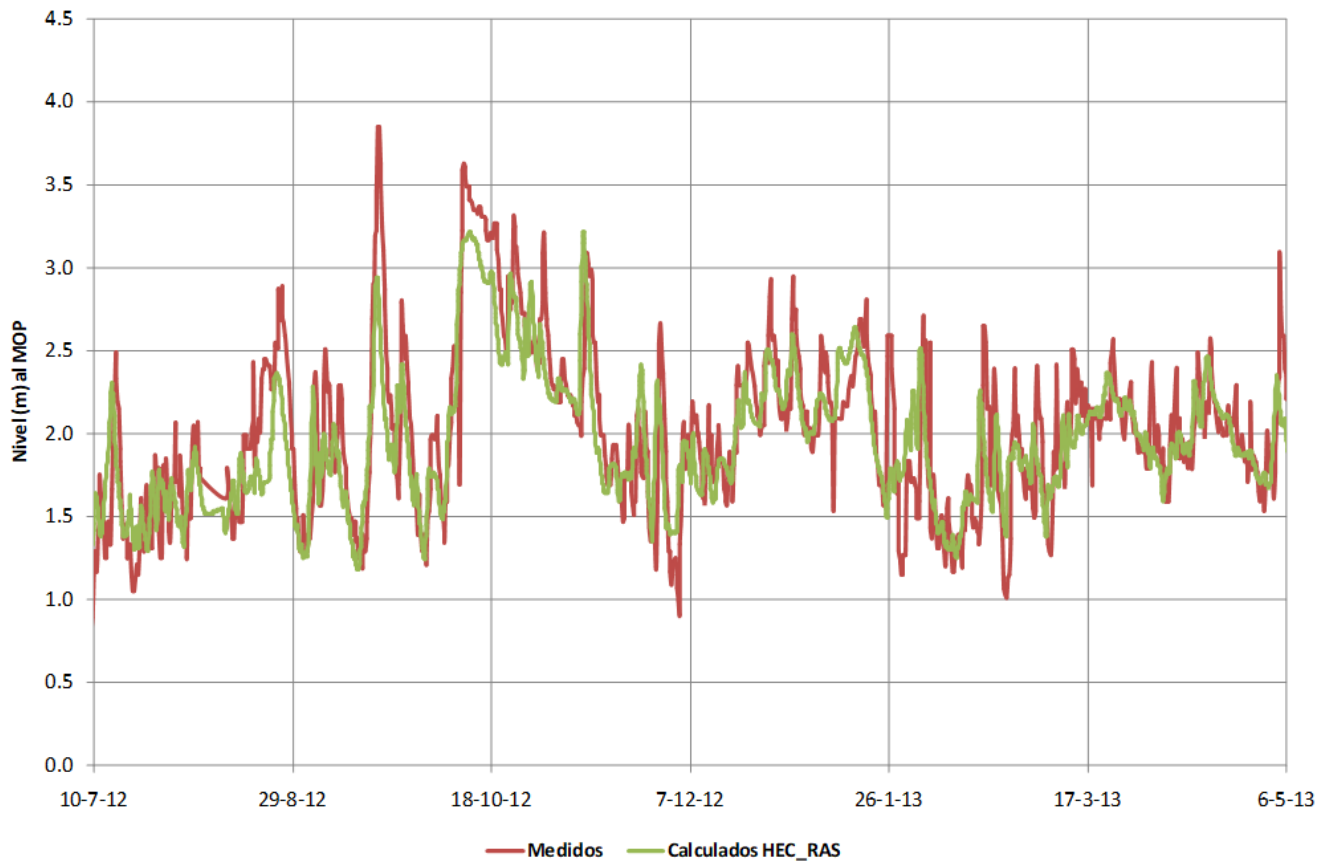


Figura 27 Niveles medidos y calculados en la estación ubicada en la boca del Gualeguaychú.

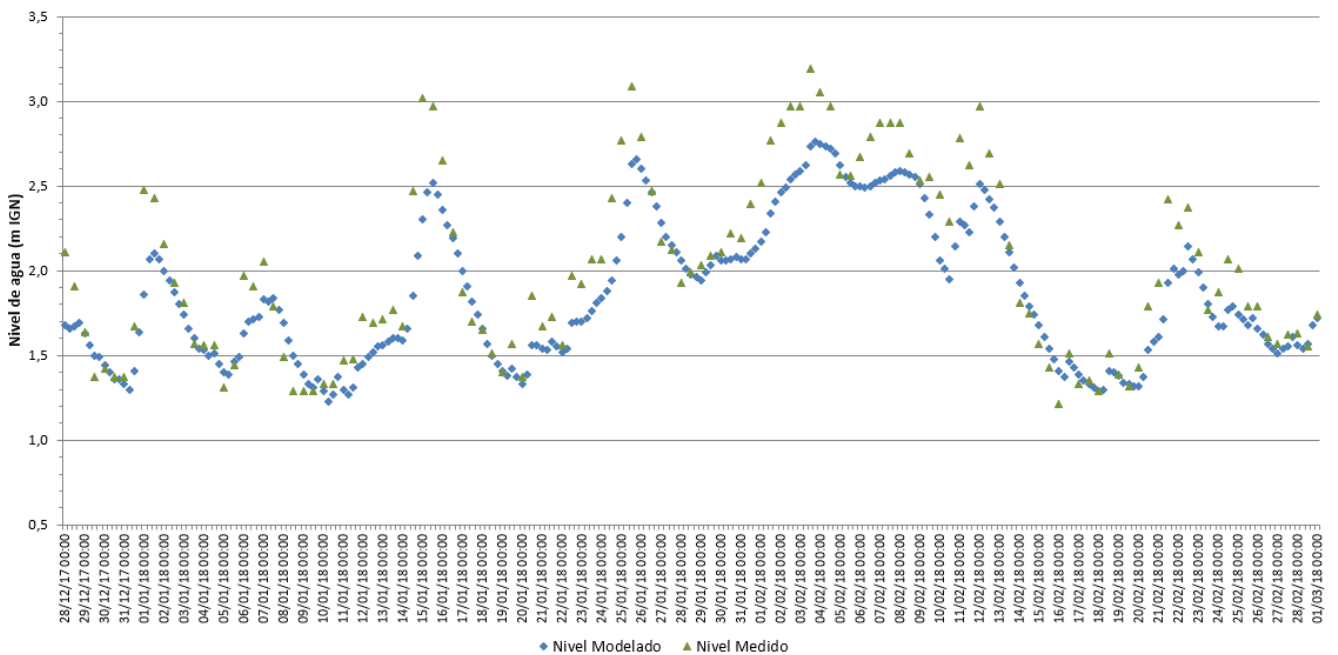


Figura 28 Niveles Medidos y Simulados en Concepción del Uruguay (28/12/2017 - 1/3/2018).

Para el período considerado, se han obtenido en Concepción del Uruguay relaciones de valores de niveles medidos - simulados con un promedio de 0,16 m de diferencia, y una desviación estándar de 0,24 m.

Cuando los picos de nivel se deben a crecidas el modelo las representa adecuadamente, más allá de alguna imprecisión en los niveles más altos cuando gran parte de la planicie adyacente al cauce se encuentra inundada. En la Figura 29 se ilustran los resultados de una simulación de 2 años de duración en Colón.

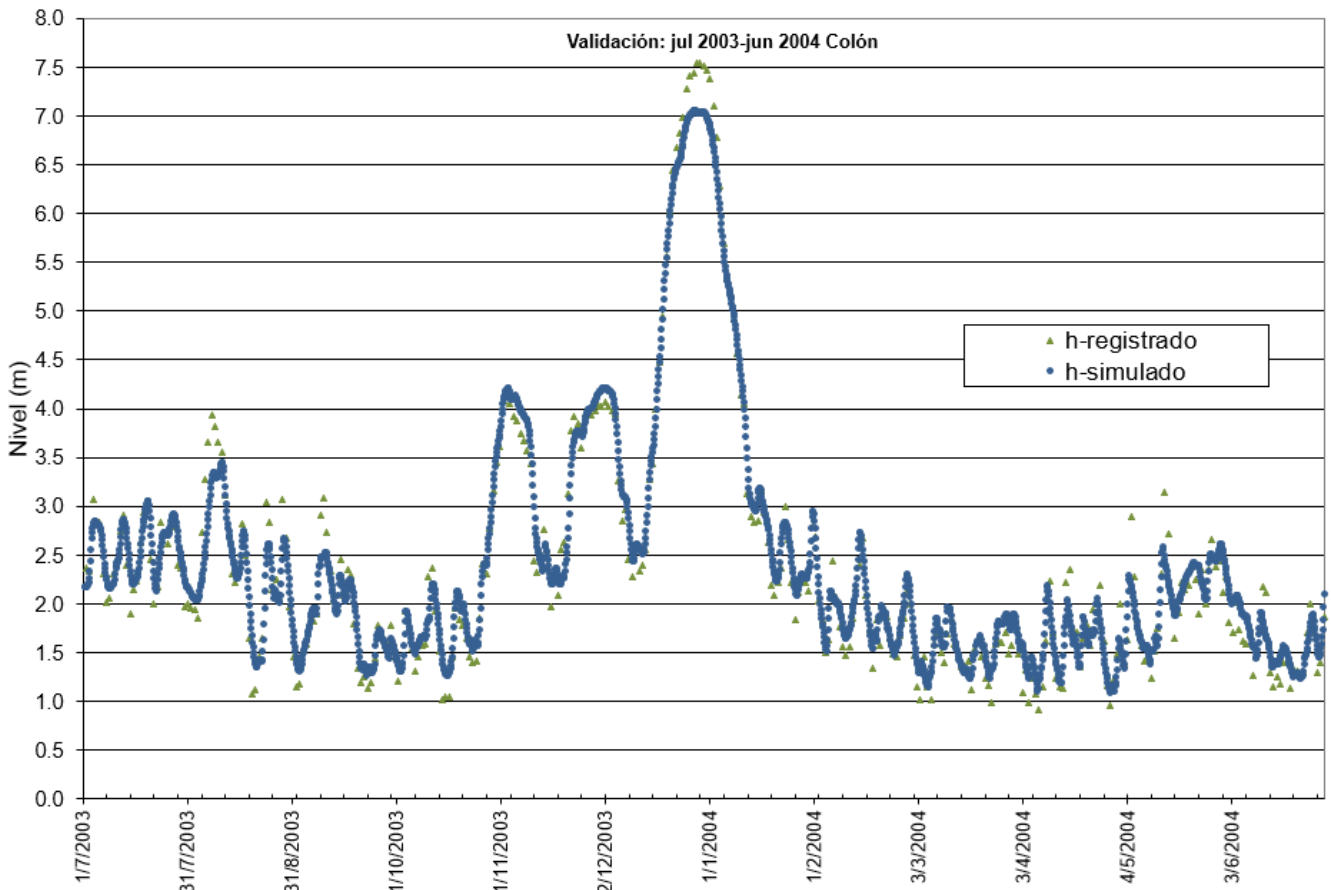


Figura 29 Niveles Medidos y Simulados en Colón (2003 y 2004).

Se realizó una corrida del modelo para un período de tiempo que incluya el evento ocurrido entre el 25/08/2018 y el 1/9/2018, el cual será empleado para el análisis bidimensional de dispersión, debido a que incluye una fuerte elevación del nivel por sudestada a partir del día 30/08/2018 al mediodía, obteniéndose la siguiente simulación de los niveles de río en la zona.

Los resultados en Boca Gualeguaychú incluyendo un período previo de un mes se presentan en la Figura 30. Se puede apreciar que la bajante previa al período final cuando ocurre la sudestada está subestimada por el modelo, lo cual podría ocurrir por efectos de vientos no considerados.

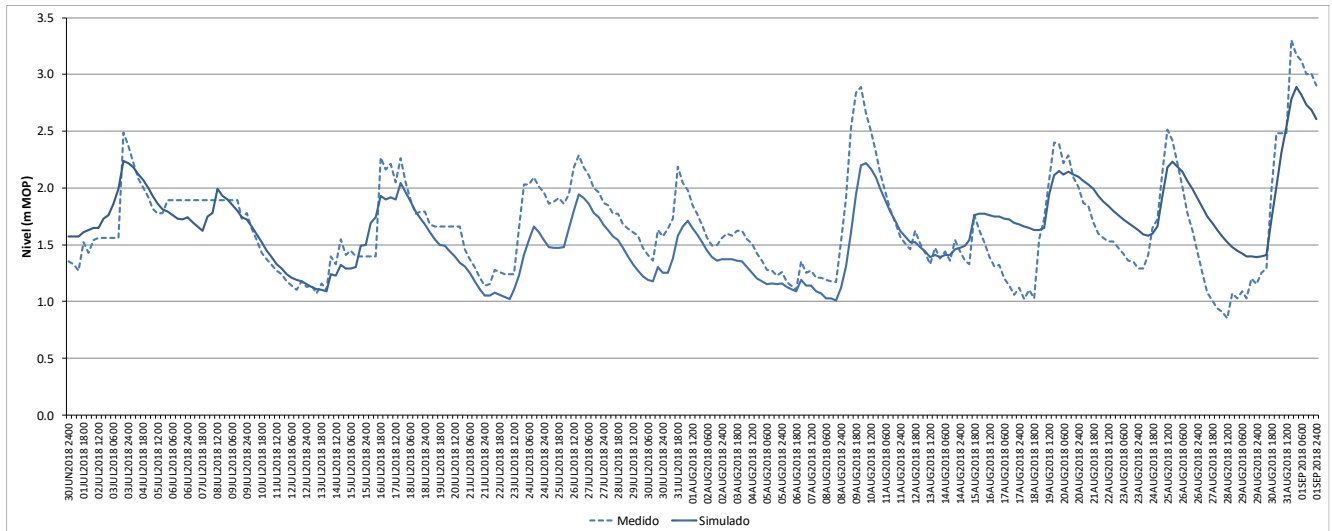


Figura 30 Niveles Medidos y Simulados en Boca Gualeguaychú (25/07/18-2/09/18).

En la Figura 31 se presentan los resultados en Concepción del Uruguay de una corrida que se inicia unos 5 días antes de la ocurrencia de la sudestada y se prolonga 4 días después. Se ilustran los datos disponibles de caudales en Concordia obtenidos a través de la transformación de los niveles en caudales, mostrándose la típica fluctuación que ocurre durante el día en períodos con caudales bajos y moderados, lo cual ocurre debido a las fluctuaciones en la necesidad de generación de energía.

También se presenta la condición de borde de nivel aguas abajo en Nueva Palmira, la cual es propagada por el modelo hacia aguas arriba. Resulta evidente que el nivel modelado en Concepción del Uruguay no alcanza a reproducir la fuerte fluctuación del nivel medido, lo cual claramente se debe a que el modelo no considera el efecto del viento durante la sudestada, al cual es muy sensible el nivel de agua cuando se dan condiciones de aguas medias y bajas.

Teniendo en cuenta que lo que interesa es reproducir adecuadamente la fluctuación de nivel, puesto que de ella se deriva la inversión del caudal del río, y ante la imposibilidad de conocer con suficiente precisión el campo de vientos en el área durante el evento modelado, se elaboró un submodelo cuyo borde inferior se encuentra a unos 20 km de distancia aguas abajo de Concepción del Uruguay, y su borde superior llega hasta Concordia.

Se impuso como condición de borde de aguas abajo el nivel medido en Concepción del Uruguay, con lo cual el modelo propaga esa onda resultando niveles en la localidad muy similares a los medidos, y dada la lejanía del borde de aguas arriba, permite obtener la variación temporal del caudal del río asociada a la sudestada.

Se puede apreciar que se reproduce la pendiente de crecimiento del nivel durante la sudestada, y que ocurre una inversión del caudal de unas 6 horas de duración con valores del orden de 1.000 m³/s.

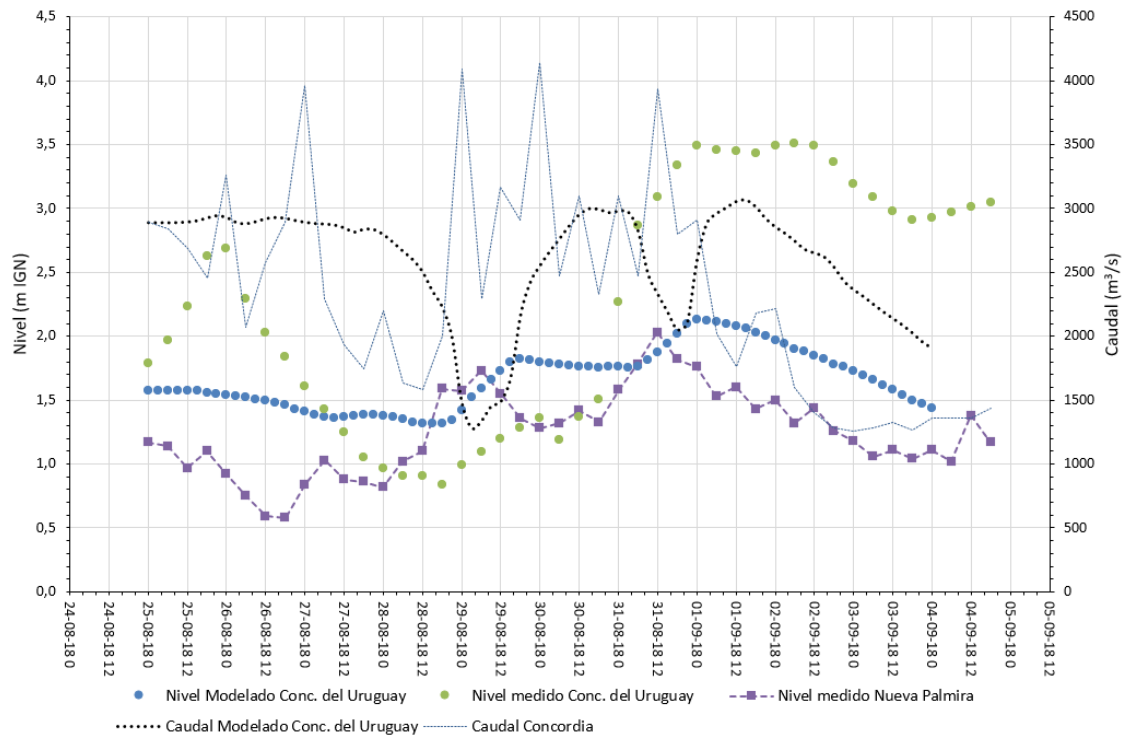


Figura 31 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y condiciones de borde de la modelación (24/08/18-4/09/18).

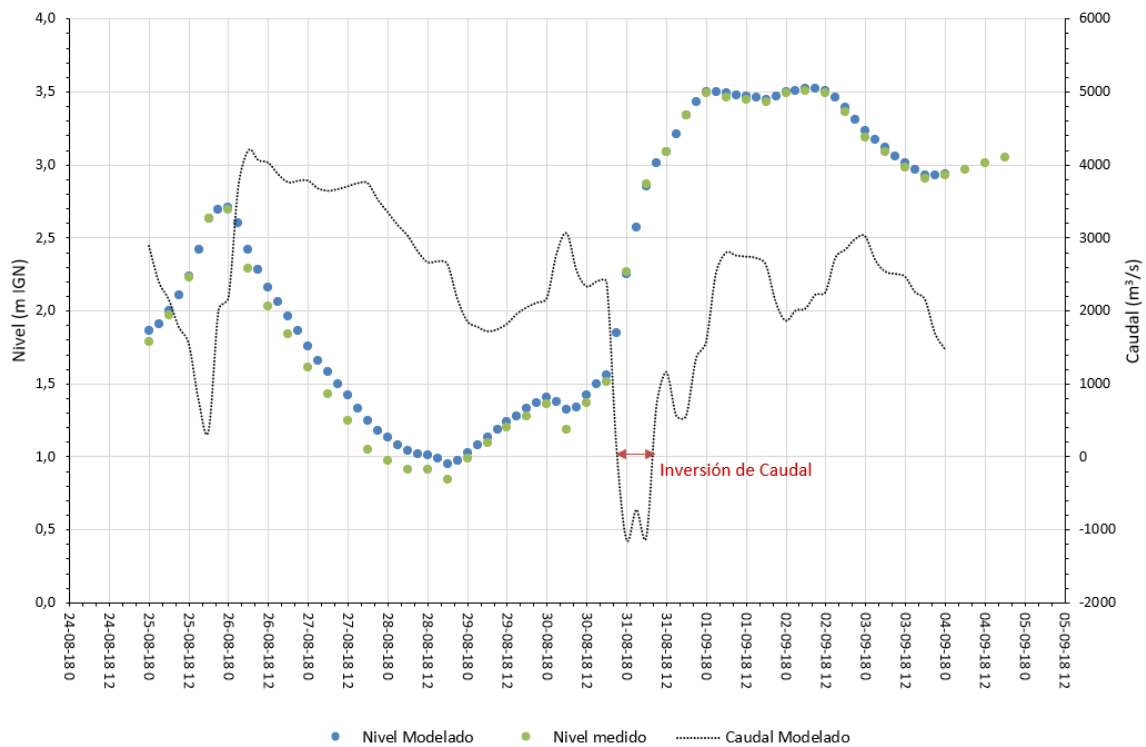


Figura 32 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y condiciones de borde aguas abajo de la modelación con el submodelo (24/08/18-4/09/18).

4.2.3 Explotación del Modelo Hidrodinámico Unidimensional

La explotación del Modelo Hidrodinámico unidimensional para generar condiciones de borde apropiadas para el modelo bidimensional se realizó considerando el caudal de “diseño” establecido en 587 m³/s en Concordia.

No está bien definido cual sería el nivel del río correspondiente en Concepción del Uruguay para este caudal, dado que los datos disponibles de aforos líquidos provistos por la Red Hidrológica Nacional presentan importantes fluctuaciones en la relación nivel - caudal en este punto, nuevamente debido a la diferente influencia del viento en cada medición. En Colón no existen datos de aforos líquidos.

Se cuenta con información generada por el Grupo GECRU al año 1999 que incluye una “Ley Altura – Caudal” en Concepción del Uruguay atribuida a la empresa EVARSA (a cargo de los aforos), y con la serie completa de aforos entre 1993 y abril 2022 descargada del sitio Web de la Red Hidrológica Nacional.

En la Figura 33 se presenta la relación Altura – Caudal en dos escalas diferentes de caudal, pudiéndose apreciar que la “Ley” de EVARSA se aparta de los valores medidos para altos caudales, y se encuentra dentro de la “nube” de valores para caudales bajos. Se incluye una curva de ajuste cuadrático a la serie de caudales actualizada, la cual converge con la de EVARSA para niveles del río inferiores a 2 metros. Para caudales inferiores a 1.000 m³/s, la curva de EVARSA quiebra su tendencia, indicando para 600 m³/s un nivel igual a 0,35 m al cero local de Concepción del Uruguay.

Para el caudal de estiaje de 587 m³/s se ha considerado un nivel igual a aproximadamente 0,34 m al cero local. Considerando que el cero local posee cota -0,37 m IGN, el nivel correspondiente resulta ser igual a 0,71 m IGN.

A los efectos de la simulación de estiaje con sudestada, se consideró una combinación muy conservativa correspondiente a la superposición entre un período de casi 4 días con caudal igual a 587 m³/s en Concordia (sin otros aportes en ruta hasta Concepción del Uruguay), que finaliza en el momento en que se registró un nivel mínimo igual a 0,84 m IGN en la escala (28/8/2018 18 hs), con un nivel fijo igual a 0,70 m IGN en el borde de aguas abajo del submodelo implementado, con lo cual el nivel en Concepción del Uruguay resulta igual a 0,71 m. Luego se continúa con igual caudal de estiaje en Concordia pero el nivel aguas abajo “copia” la serie de niveles registrados durante el evento de sudestada, reducidos en 20 cm para tener en cuenta el menor caudal de estiaje con respecto al promedio del evento en cuestión. La inversión de caudales es generada por la pendiente ascendente del nivel de agua, que se mantuvo inalterada con respecto a lo registrado.

La Figura 34 ilustra los resultados obtenidos en Concepción del Uruguay y en Colón, comparados con el nivel medido en el evento real.

Se puede apreciar que la inversión del caudal en Concepción del Uruguay es mucho más intensa, superando los 4.000 m³/s hacia “aguas arriba”, y que se prolonga durante un período más extenso, del orden de unas 40 horas, desde el 30-08-18 12 hs al 01-09-18 (resultados cada 3 horas).

En cambio, a la altura de Colón/San José, a casi 40 km aguas arriba, la inversión de caudal es inferior en más de un 50% (alcanza un pico de 2.000 m³/s) y su duración también es menor (unas 30 horas).

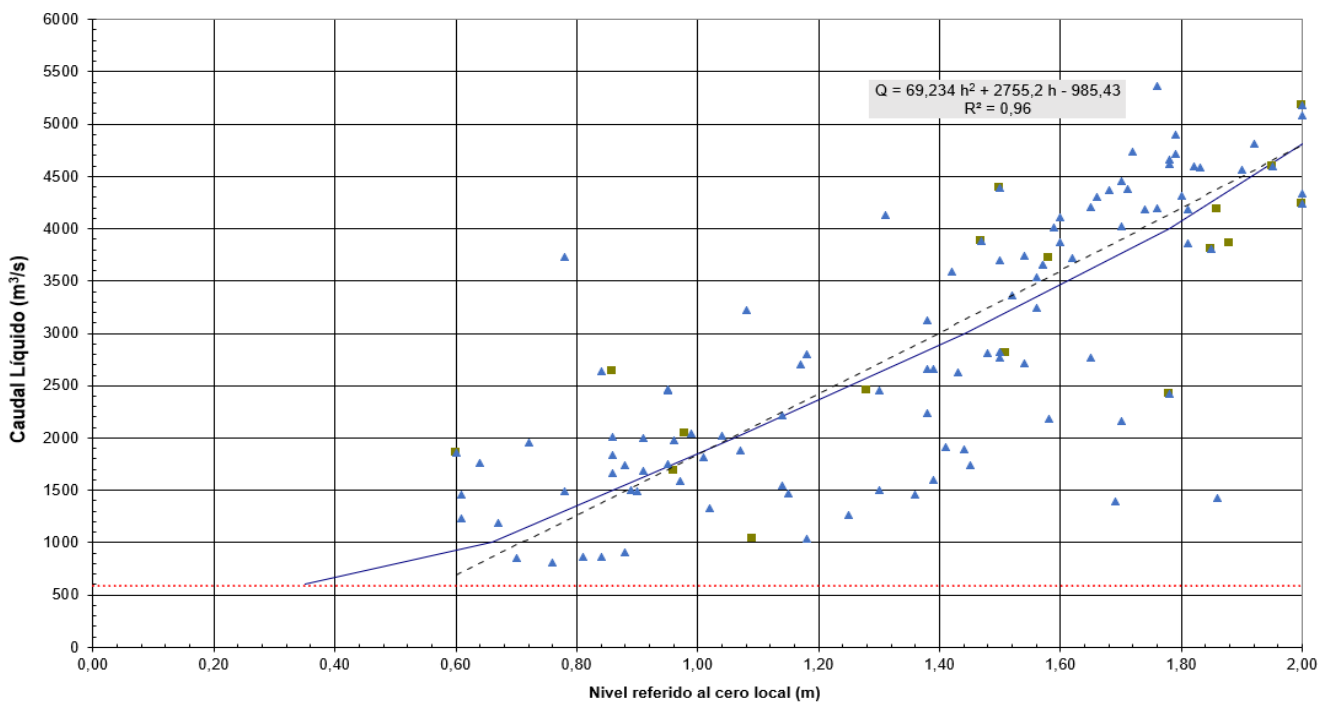
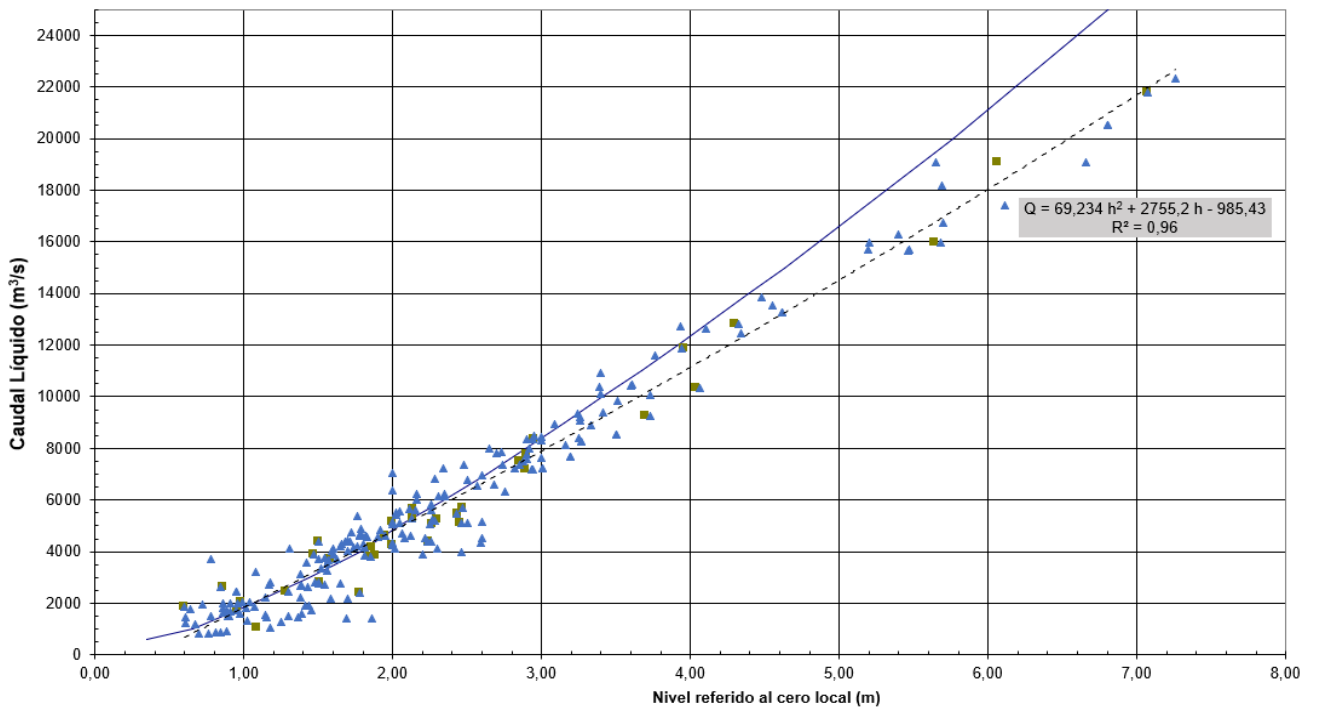


Figura 33 Relación Altura – Caudal en Concepción del Uruguay.

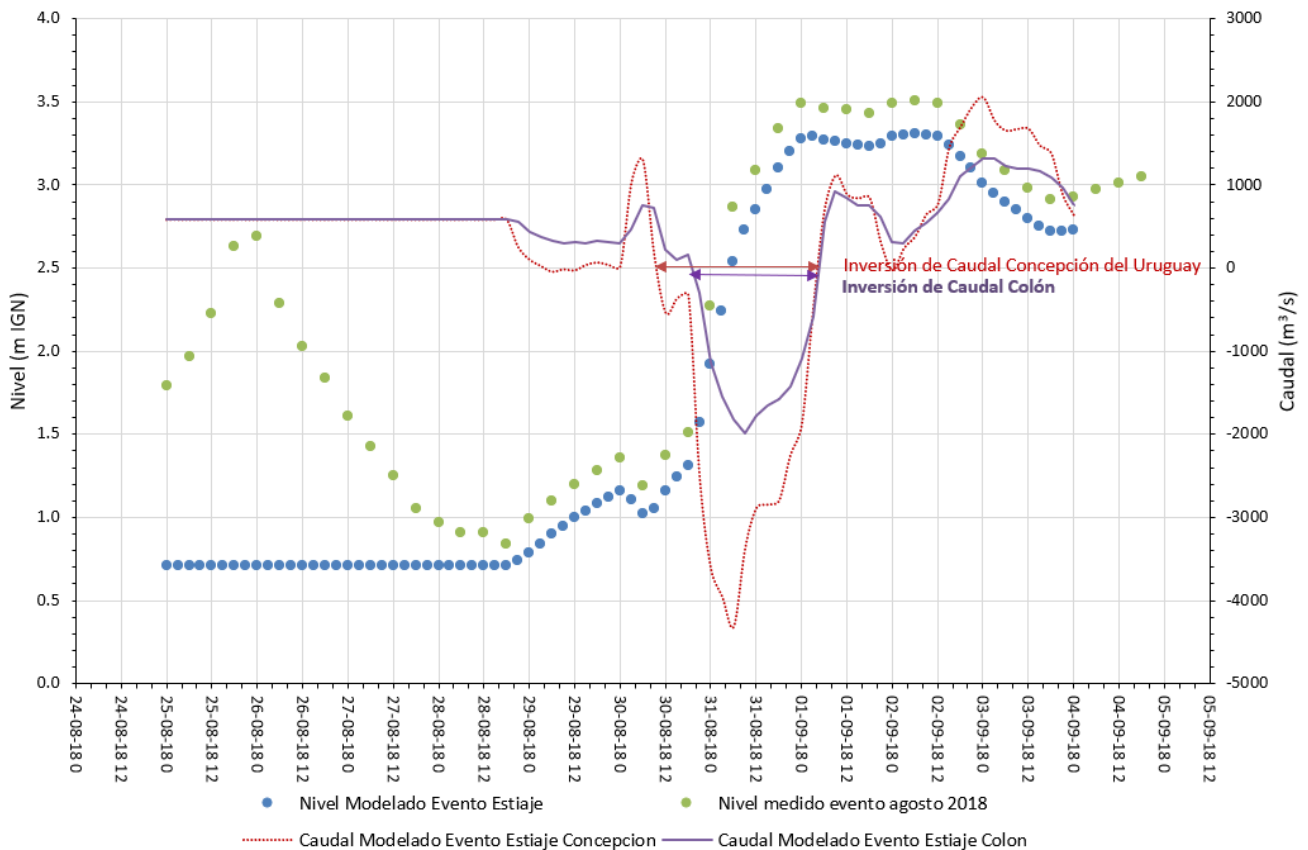


Figura 34 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y caudales modelados en Concepción del Uruguay y Colón con el submodelo para un escenario de diseño en estiaje.

4.3 MODELIZACIÓN MATEMÁTICA BIDIMENSIONAL DE LA PLUMA DE DESCARGA DE EFLUENTES

4.3.1 Descripción del Modelo Matemático

Para determinar las condiciones del flujo se utilizó el modelo bidimensional hidrodinámico RMA2 (U.S. Army Corps of Engineers-USACE), el cual permite simular flujos a superficie libre, con movimiento esencialmente horizontal, calcular las velocidades medias de la corriente y los niveles de agua mediante el método de elementos finitos.

Para simular el transporte de contaminantes en el campo de velocidades y niveles calculado por el modelo RMA2 se aplicó el modelo RMA4 del USACE que resuelve la ecuación de Advección-Dispersión bidimensional, cuya solución depende de los coeficientes de dispersión longitudinal y transversal y del coeficiente de decaimiento de bacterias por mortalidad.

RMA2 utiliza el método de elementos finitos para resolver un sistema de ecuaciones que describen las condiciones hidrodinámicas de un área determinada definida a través de una malla de elementos finitos, obteniéndose como resultado las velocidades medias del flujo y los niveles de agua.

Las soluciones están basadas en el desarrollo de las ecuaciones de Navier – Stokes para movimiento turbulento en régimen permanente o impermanente teniendo en cuenta los números de Reynolds. La fricción se calcula utilizando la ecuación de Manning, y los coeficientes de viscosidad turbulenta se utilizan para definir las características en cuanto a la turbulencia del escurrimiento.

El modelo general RMA2 integra en profundidad las ecuaciones de flujo de masa y conservación del momento en dos direcciones horizontales. Dichas ecuaciones se presentan a continuación:

$$\begin{aligned}
 & h \frac{\partial u}{\partial t} + hu \frac{\partial u}{\partial x} + hv \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left(E_{xx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + E_{xy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \\
 & + gh \left(\frac{\partial a}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{gun^2}{(1.486h^{1/6})^2} + (u^2 + v^2)^{1/2} \\
 & - \zeta V_a^2 \cos \psi - 2h\omega v \sin \phi = 0
 \end{aligned} \tag{1}$$

$$\begin{aligned}
 & h \frac{\partial v}{\partial t} + hu \frac{\partial v}{\partial x} + hv \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left(E_{yx} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + E_{yy} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) \\
 & + gh \left(\frac{\partial a}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{gvn^2}{(1.486h^{1/6})^2} + (u^2 + v^2)^{1/2} \\
 & - \zeta V_a^2 \sin \psi + 2h\omega v \sin \phi = 0
 \end{aligned} \tag{2}$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + u \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \tag{3}$$

Donde:

- h = Profundidad (m)
- u,v = Velocidades en las direcciones cartesianas (m/s)
- x,y,t = Coordenadas cartesianas y tiempo (m y s)
- ρ = Densidad del fluido (kg/m³)
- E = Coeficiente de viscosidad de remolino (Pascal-s)
 - para xx = dirección normal en la superficie del eje x
 - para yy = dirección normal en la superficie del eje y
 - para xy e yx = dirección de corte en cada superficie
- g = Aceleración de la gravedad (m/s²)
- a = Cota del fondo del lecho (m)
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning
- 1,486 = Coeficiente de conversión de unidades
- ξ = Coeficiente empírico de la tensión del viento
- Va = Velocidad del viento (m/s)
- ψ = Dirección del viento (°)
- ω = Velocidad de rotación angular de la tierra (1/s)
- φ = Latitud local (°)

Las ecuaciones (1) (2) y (3) se resuelven por medio de una aproximación por elementos finitos utilizando el método de la compensación de residuos de Galerkin. Los elementos pueden ser líneas unidimensionales o cuadriláteros o triángulos bidimensionales y pueden tener lados curvos. Las funciones de forma son cuadráticas para las velocidades y lineales para las profundidades. La integración en el espacio se realiza por medio de integración Gaussiana. Las derivadas en el tiempo son reemplazadas por una aproximación por diferencias finitas no lineal.

La solución es completamente implícita y el conjunto de ecuaciones simultáneas se resuelve por medio de las iteraciones no lineales de Newton – Raphson hasta completar el máximo número de iteraciones, o bien hasta satisfacer el criterio de convergencia de profundidad.

El criterio utilizado por el RMA2 para testear la convergencia es el máximo cambio en el cálculo de las profundidades de todos los nodos en la malla entre una iteración y la siguiente. Cuando el valor del cambio de profundidad es menor al criterio establecido el cálculo es finalizado y el RMA2 avanza al siguiente paso de tiempo.

Los resultados del RMA2 en cuanto al campo de velocidades y niveles de agua a lo largo del tiempo, son empleados por el modelo RMA4, el cual resuelve la ecuación de dispersión de las sustancias descargadas en el río.

4.3.2 Modelación matemática antecedente

En las modelizaciones previas realizadas por el GECRU se aplicaron los softwares RMA2 del U.S. Army Corps of Engineers para la parte hidrodinámica y el RMA4 para la dispersión de contaminantes y se hizo una verificación con el modelo MIKE 21, dado que para el tamaño de celdas que debió emplearse en el modelo RMA2 no era posible especificar coeficientes de dispersión transversal suficientemente bajos como para representar adecuadamente la separación de flujos contaminantes en ambas márgenes, considerando las condiciones de discretización espacial de la malla que permitían las capacidades computacionales de la época, que hoy en día son más flexibles.

La zona modelada se presenta en la Figura 35, mostrándose las cotas del lecho.

La asignación de coeficientes de rugosidad de Manning fue realizada siguiendo el criterio anteriormente aplicado y calibrado con mediciones de velocidad de la corriente efectuadas mediante corridas de flotadores (derivadores lagrangianos).

Con este modelo se realizaron numerosos estudios, uno de los cuales en particular es muy abarcativo y muestra que la concentración de bacterias coliformes fecales en la zona del balneario Banco Pelay de Concepción del Uruguay puede superar los 500 UFC/100 ml por efecto de los picos de descarga cloacal no tratados de Colón que ingresan al río a través del arroyo de La Leche, como se puede apreciar en el cuadro que se presenta en conjunto con la Figura 36 (Zabalett, 2012)⁴.

⁴ Tesis presentada para el grado de Magíster en Ingeniería Ambiental “Impacto del tratamiento de aguas residuales sobre la calidad bacteriológica de las aguas del río Uruguay en el tramo Concordia-Concepción del Uruguay.”. Tesista: Ing. Alejandro Zabalett. Director: M. Sc. Jorge Durán. Co-director: Lic. Julio César Cardini. Universidad Tecnológica Nacional Regional Concepción del Uruguay, Octubre de 2012.

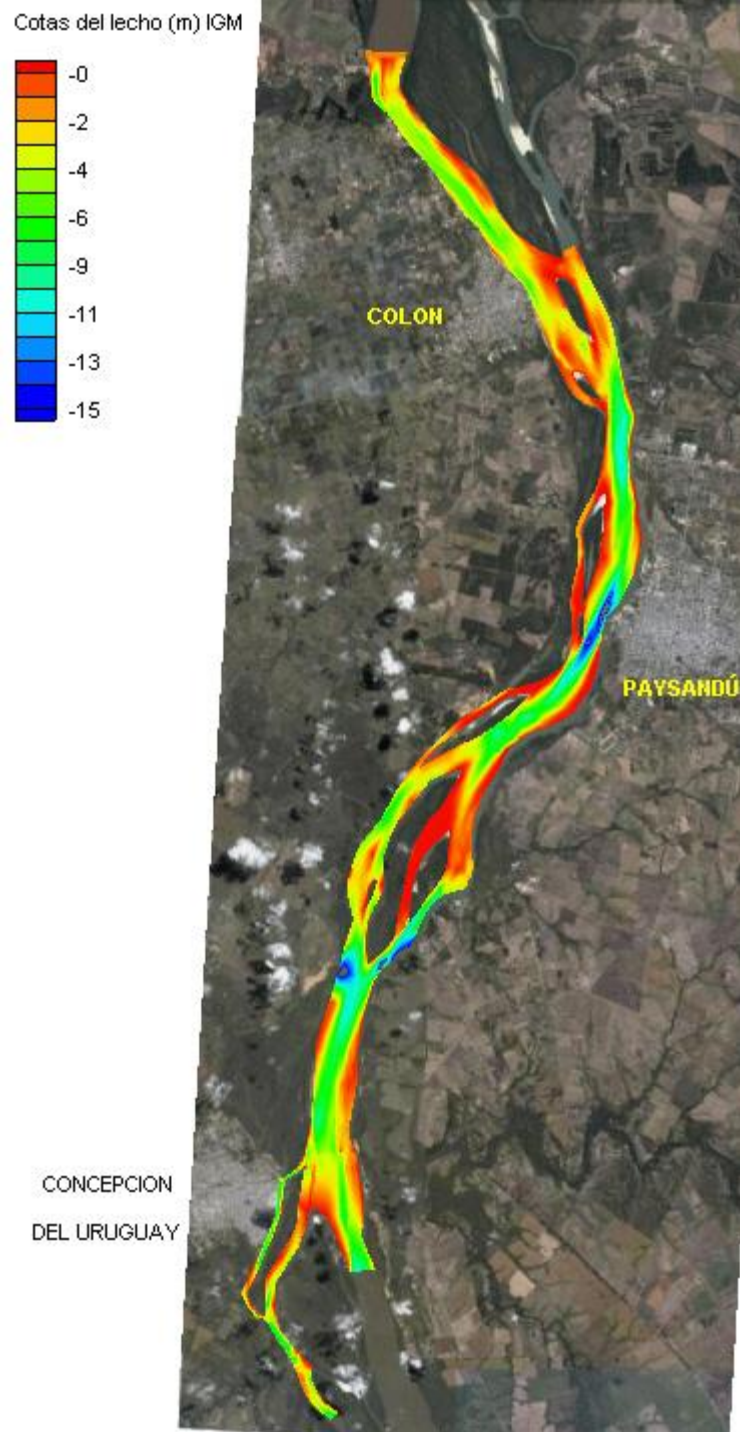


Figura 35 Zona Modelada (GECRU) – Modelo Digital del lecho.

Q1300	Hipótesis Año 2006	Hipótesis Año 2009	Hipótesis Año 2019	Hipótesis Año 2029	Hipótesis Año 2039
Bañerío San José	149	171	193	193	193
Bañerío Norte Colón	131	150	170	170	170
Bañerío Piedras Coloradas	113	129	145	146	147
Bañerío Municipal Colón	238	255	281	295	309
Isia Caridad	1415	1440	1561	1690	1832
Bañerío Municipal Paysandú	534	534	534	534	534
Isia Almirón	308	321	340	369	379
Paso Vera	580	592	643	695	751
Bañerío Banco Pelay	562	574	623	673	728
Isia Cambacua	393	402	436	471	509
Bañerío Itape	505	516	560	605	654

Tabla 10-9. Valores de concentración bacteriológica para los distintos balnearios del río y distintas hipótesis consideradas, medidos en UFC/100ml, para un caudal de simulación de 1300 m³/s.

Subtramo 1

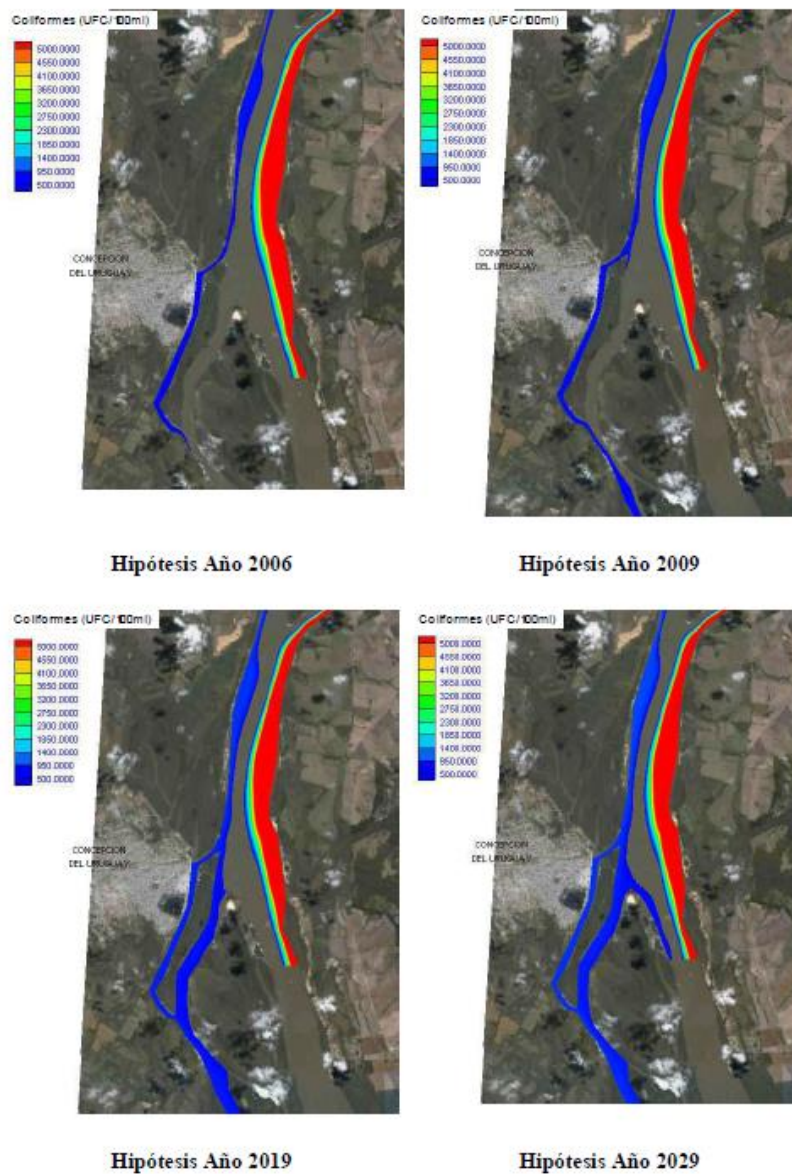


Figura 36 Concentración de bacterias coliformes fecales debido a las descargas de Colón y Paysandú (GECRU, Zabalett, 2012).

4.3.3 Modelación matemática hidrodinámica desarrollada

La modelación del tramo entre aguas arriba de San José se basó como esquema general en el modelo previamente desarrollado por GECRU, al cual se le ajustaron las márgenes y las cotas del lecho conforme a los relevamientos disponibles, y se densificó el sector adyacente a la margen derecha para lograr una mayor resolución de la pluma de descarga. El resultado obtenido se presenta en la Figura 37. En esta figura se identifican dos posibles puntos de descarga, el que está ubicado más aguas arriba corresponde a un emisario al río Uruguay que desemboca en inmediaciones del Puente Internacional (alternativa fluvial), mientras que el otro corresponde a una descarga en la laguna o antiguo brazo del río a la altura de la Ruta Nacional 135, la cual desemboca en el río Uruguay a través de un estrecho cauce (alternativa lagunar).

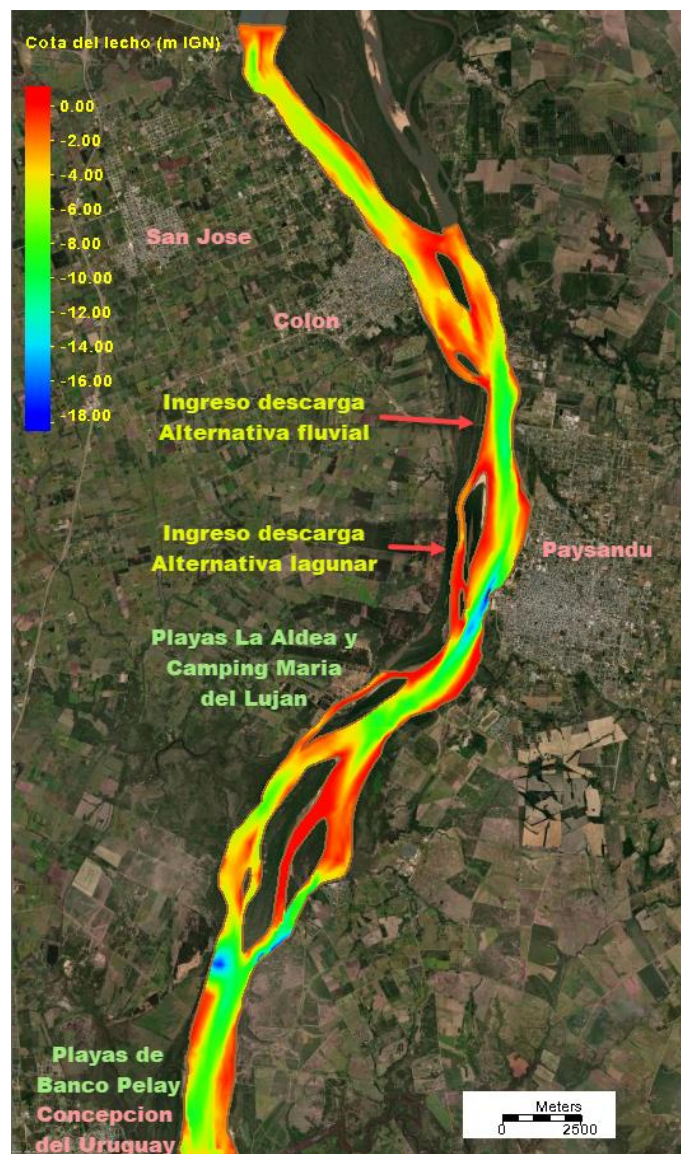


Figura 37 Modelo digital del lecho del río Uruguay modelado.

Para transformar los datos referidos al cero de la escala de Concepción del Uruguay en cotas IGN se sumó el valor -0,37 m (valor adoptado en un informe desarrollado por el INA⁵). De acuerdo con los antecedentes disponibles del GECRU, la cota IGN del cero de Colón se adoptó como -0,10 m.

La asignación de coeficientes de rugosidad de Manning y de intercambio turbulento (viscosidad de remolino), se realizó siguiendo el criterio de la modelación antecedente del GECRU. De esta manera a las zonas con profundidad superior a 5 m se les asignó $n=0,0245$ y $n=0,032$ para el resto del área modelada.

El escenario hidrodinámico modelado es de estiaje y las condiciones de borde (caudal aguas arriba y nivel aguas abajo) surgen de la modelación unidimensional del Río Uruguay presentada previamente en el ítem 4.2. En la simulación estacionaria el caudal ingresante desde aguas arriba es $587 \text{ m}^3/\text{s}$, y el nivel aguas abajo $0,71 \text{ m}$ IGN. Mientras que, para la dinámica, de 60 horas de duración y paso de tiempo $0,1$ horas, se simuló un evento que inicia con $587 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0,71 \text{ m}$ IGN y luego evoluciona con una significativa elevación del nivel del río debido a una sudestada, especificando un nivel variable en el extremo Sur del modelo bidimensional y un caudal variable en el extremo Norte, siguiendo el patrón que se modeló en la explotación del modelo unidimensional para el punto aguas arriba de Colón.

Los campos de velocidades obtenidos para las condiciones típicas de flujo de estiaje y con sudestada se ilustran en la Figura 38 a la Figura 39.

Las velocidades para la condición de estiaje son del orden de 6 cm/s en la zona de descarga de la alternativa fluvial, y 3 cm/s en el brazo secundario donde desagua la alternativa lagunar.

En el pico del caudal invertido durante la sudestada modelada, las velocidades son del orden de 20 cm/s en la zona de descarga de la alternativa fluvial y 15 cm/s en el brazo donde descarga la alternativa lagunar. A lo largo del brazo secundario entre el punto de descarga lateral al puente y la playa Sur de Colón la velocidad media es de unos 15 cm/s . El promedio durante el período en que se produce la inversión del flujo es del orden de 9 cm/s . Durante 30 horas ello implica un desplazamiento hacia aguas arriba de unos 10 km , por lo que sería factible que transitoriamente la pluma de descarga pase frente a las playas, aunque obviamente con mucha menor intensidad que la que tiene actualmente a raíz de la descarga por el arroyo de La Leche.

⁵ Instituto Nacional del Agua, 2020. Modelación hidrodinámica del río Uruguay. DELTA PARANA: Estudio hidrodinámico integrador del Delta del río Paraná con fines múltiples. Proyecto INA 373. Informe LHA 07-373-20

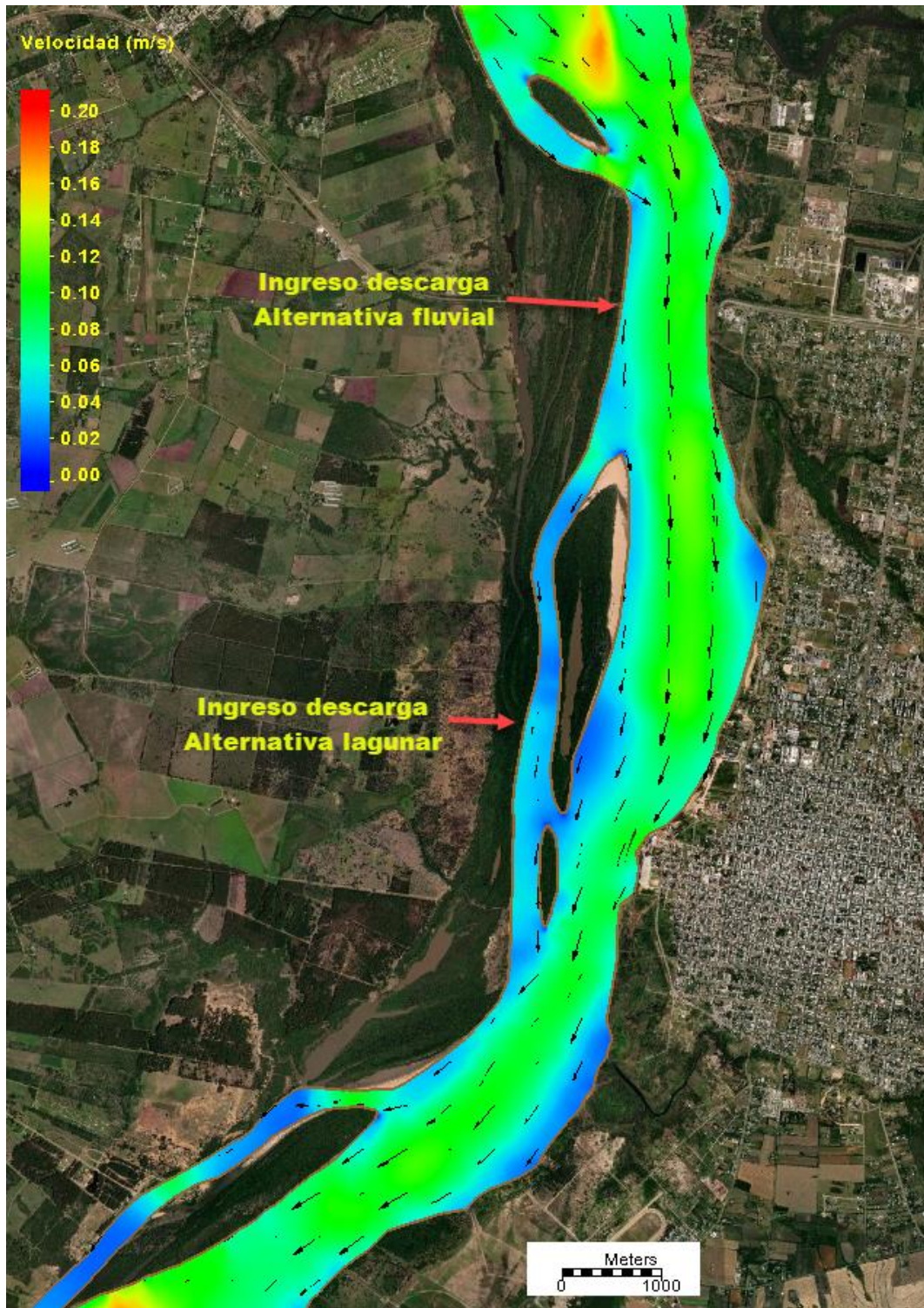


Figura 38 Campo de velocidades típico en condición de estiaje de diseño.

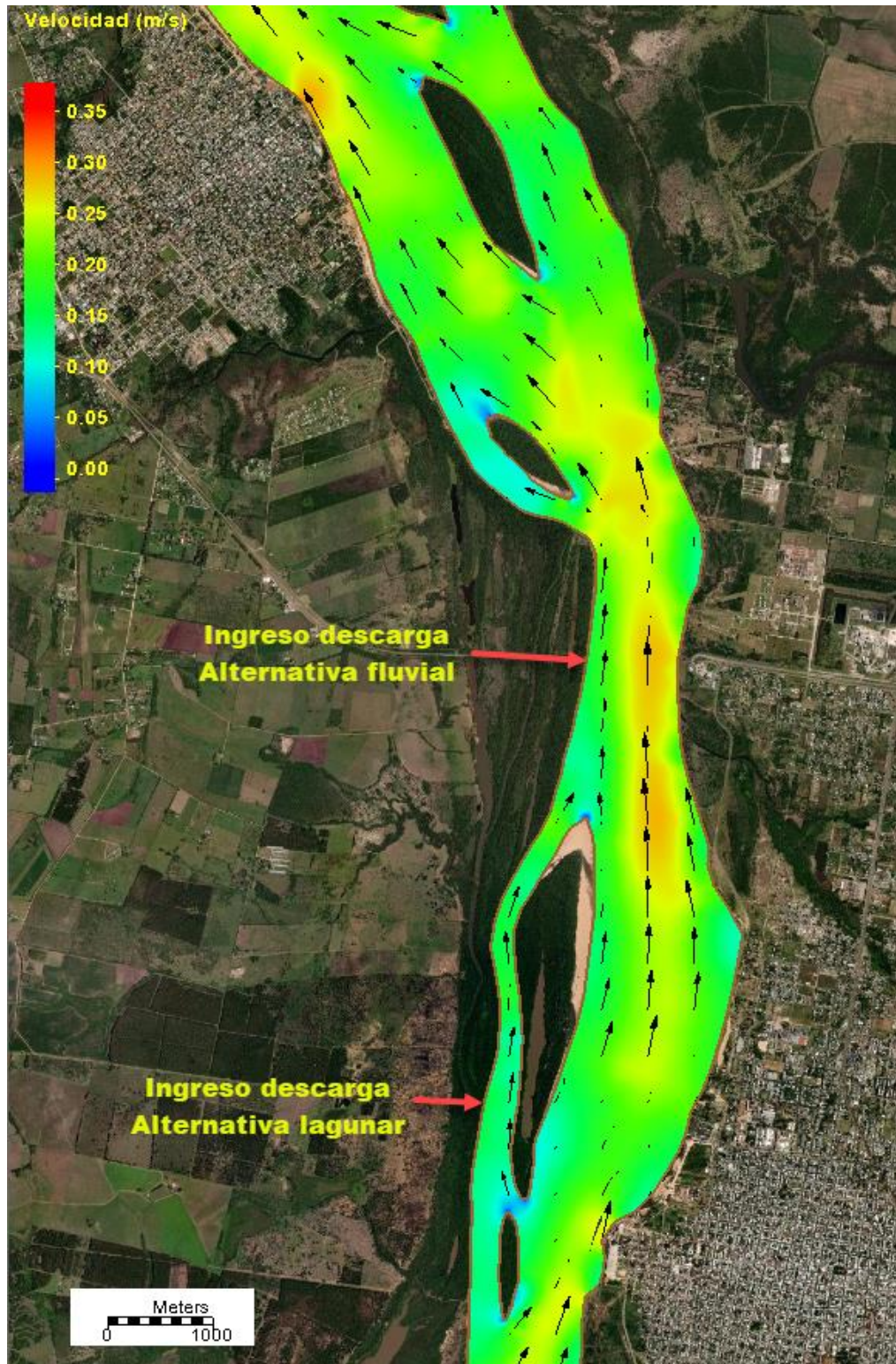


Figura 39 Campo de velocidades típico en el máximo de la inversión de caudal durante una sudestada.

4.3.4 Parámetros y Escenarios hidrológicos de modelización de la pluma de descarga

La modelización de dispersión de sustancias en el medio acuático requiere efectuar una estimación de los coeficientes de dispersión, los cuales tienen en cuenta el efecto de no uniformidad en la distribución de velocidades sobre la distribución de los contaminantes en el flujo.

Estos se pueden expresar en función de parámetros adimensionales dependientes de la profundidad h y de la velocidad de corte u^* :

- D longitudinal al flujo = $kl h u^*$ (m^2/s)
- D transversal al flujo = $kt h u^*$ (m^2/s)
- $u^* = (g h i)^{0,5} = g^{0,5} U n / h^{(1/6)}$ (m/s)
- kl = coeficiente de dispersión longitudinal adimensional
- kt = coeficiente de dispersión transversal adimensional

Donde i es la pendiente del río, n el coeficiente de rugosidad de Manning (valor típico para la zona del cauce más cercana a la margen $n=0,032$), h la profundidad de agua y U la velocidad media de la corriente.

Para el tramo bajo análisis, en condiciones de estiaje e inversión de velocidades por sudestada se tienen los siguientes órdenes de magnitud: $U = 0,06$ a $0,2$ m/s , $h \approx 5$ m , siendo $u^* \approx 0,005$ a $0,015$ m/s .

Existen diversos antecedentes para intentar especificar los valores de los coeficientes kt y kl , tales como los trabajos de Elder (1959)⁶, Fisher (1969)⁷, Harleman (1971)⁸ y Boxall (2003)⁹.

El coeficiente de dispersión longitudinal tiene escasa influencia en el resultado, mientras que el coeficiente transversal afecta la manera en que se dispersa el contaminante desde la línea de flujo en que se descarga hacia las márgenes, aunque también tiene una influencia limitada en la zona cercana a la descarga. El coeficiente de dispersión adimensional transversal kt fue estudiado por Rutherford (1994)¹⁰, quien arribó a los siguientes resultados:

- Canales rectos: $0,15 < kt < 0,3$
- Canales meandrosos: $0,3 < kt < 1,0$
- Canales con fuerte curvatura: $1,0 < kt < 3,0$

A partir de estos valores y considerando las condiciones del río Uruguay en el tramo de estudio, que presenta un cauce con curvas medianamente pronunciadas y separación en brazos suficientes para generar corrientes transversales helicoidales, y teniendo en cuenta que la irregularidad del fondo puede afectar la dispersión se adoptó un valor de kt igual a $2,0$ lo cual implica un valor de D transversal $\approx 0,05$ a $0,15$ m^2/s , adoptándose el menor valor para el caso de estiaje estacionario y el mayor para el caso de sudestada. El coeficiente de dispersión longitudinal se especificó con igual valor que el transversal.

⁶ Elder, J.M. (1959) "The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow". Journal of Fluid Mechanics. Vol. 5, 541-560.

⁷ Fisher, H.B. (1969) "The Effects of Bends on Dispersion in Streams". Water Resources Research. 5(2), pp. 496-506.

⁸ Harleman, D.H.F. (1971) Estuarine Modelling: An Assessment. TRACON, Inc., for the Water Quality Office - EPA.

⁹ Boxall, J.B.; I. Gymer and A. Marion, "Transverse mixing in sinuous natural open channel flows". Journal of Hydraulic Research Vol. 41, No. 2 (2003) pp. 153-165.

¹⁰ Rutherford, J.C. (1994) River Mixing. J.Wiley & Sons, New York.

El decaimiento bacteriano en agua dulce no es significativo en el transcurso del breve tiempo que pasa desde que el efluente es descargado hasta que alcanza un área sensible.

Para Bacterias Coliformes:

- $K_b = 1/T_a$ (tiempo de decaimiento)
- $T_a = T_{90} / \ln(10) = T_{90} / 2,3$
- $T_a = T_{99} / \ln(100) = T_{99} / 4,6$

siendo T_{90} y T_{99} el tiempo necesario para que la concentración se reduzca en un 90% y 99% por mortandad, respectivamente.

Se especificó conservativamente un valor estimado para condiciones de temperatura media, correspondiente a un T_{90} de 3 días, resultando $K_b \approx 0,76$ 1/día.

Cabe mencionar que en época de verano, que es cuando el uso del recurso acuático es más intenso, este tiempo puede reducirse a menos de la mitad.

Para el líquido cloacal crudo las concentraciones estimadas en base a bibliografía y antecedentes son las siguientes:

- DBO₅, valor típico: 220 mg/l
- Coliformes fecales: 100×10^6 UFC/100 ml

Se consideraron dos escenarios hidrológicos de modelación:

- Escenario de estiaje con caudal estacionario igual a 587 m³/s durante un período de 8 días, suficiente para determinar la dispersión de los contaminantes en el área de influencia.
- Escenario de estiaje seguido de una inversión de la corriente tal como se describe en la modelación hidrodinámica, a fin de evaluar el impacto hacia aguas arriba, con particular énfasis en la zona de la playa Sur de Colón, ubicada a unos 4 km de la descarga paralela al Puente Internacional para la alternativa fluvial.

Los parámetros adoptados para la modelización de la descarga de la PTAR son los siguientes:

- DBO₅, valor máximo según normativa para descarga en curso interior: 50 mg/l. Valor de diseño adoptado: 25 mg/l. Valor modelado: 30 mg/l (con margen de seguridad).
- DQO, se considera un valor típico de ingreso de efluente cloacal y se asume una relación DQO/DBO₅ = 10 a la salida: 250 mg/l.
- Coliformes fecales: se consideró un valor aceptable de 10.000 UFC/100 ml.
- *Escherichia coli*: se considera que si el efluente cumple con el indicador correspondiente a coliformes fecales cumpliría con *Escherichia coli*, debido a que la relación en el medio acuático entre ambos parámetros podría ser inferior a la relación de los criterios para conservación de la vida acuática, que es $575/1.000 = 0,575$. No obstante, como se indicó previamente, la proporción de *Escherichia coli* en relación con los coliformes fecales en el afluente es variable y podría eventualmente llegar al 95%.
- Enterococos: similarmente al caso anterior, normalmente si se cumple con el indicador de coliformes fecales, se debería cumplir con el de Enterococos.

4.4 ALTERNATIVAS DE TRAZADO Y PUNTO DE VUELCO

Se consideraron tres alternativas desde el punto de vista del trazado planimétrico y el punto de vuelco, iniciando en la salida de la cámara de contacto de la PTAR, la cual posee un vertedero para independizar hidráulicamente a la planta del emisario. Las alternativas se pueden visualizar en la Figura 40. En color verde se observa la Alternativa 1, en color azul la Alternativa 2 y en naranja la Alternativa 3.

Cabe destacar que este análisis se realizó contemplando la ubicación de la cámara de contacto en la posición definida en 2da etapa, y posteriormente al mismo se ha definido una posición distinta de la cámara de contacto en 1ra etapa. De todas maneras, esto no modifica el resultado del análisis ya que todas las trazas se incrementan en igual magnitud.

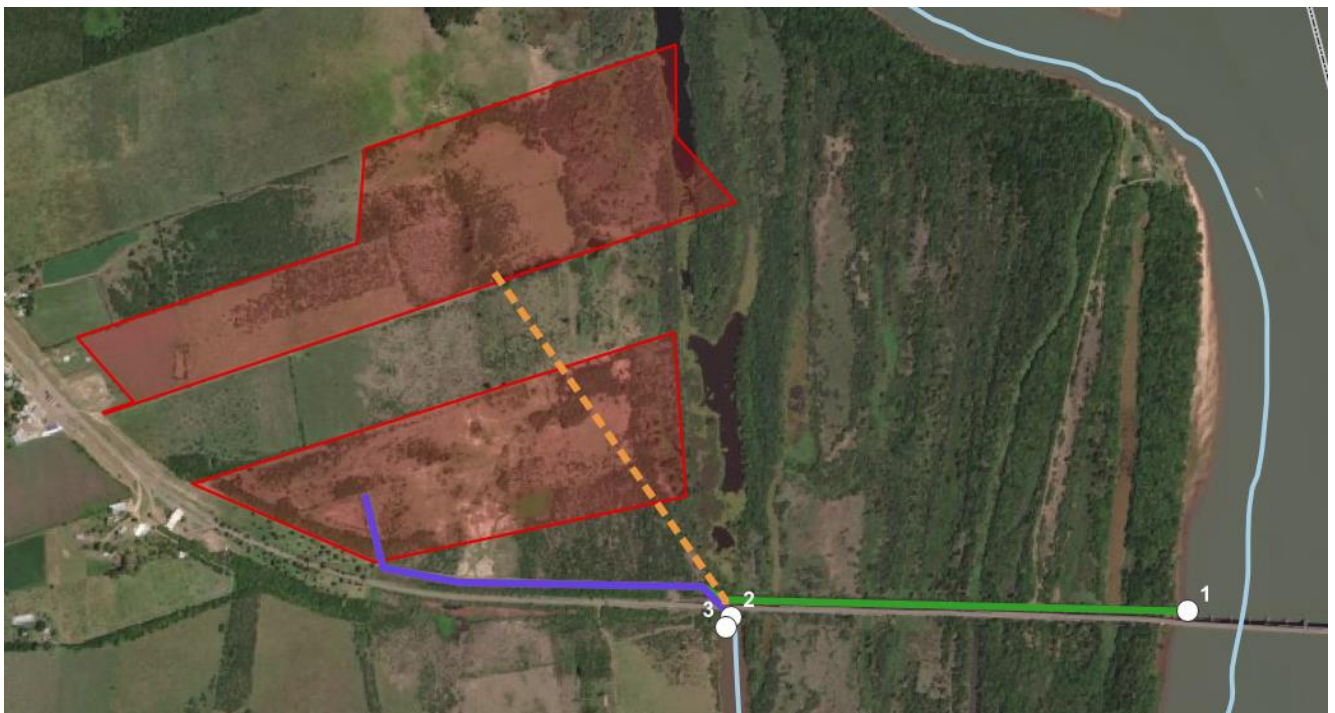


Figura 40 Alternativas de traza y punto de vuelco del emisario.

4.4.1 Alternativa 1 (Fluvial)

La Alternativa 1 o Fluvial considera la descarga directa al río Uruguay por un conducto que desemboca en inmediaciones del Puente Internacional, aguas arriba del mismo.

El trazado de esta alternativa tiene una longitud total de 2.182 metros, con un tramo inicial en el que la traza se aproxima a la Ruta Nacional 135, para luego continuar en paralelo a la misma hasta su descarga en el río Uruguay.

El detalle de la traza es el desarrollado a continuación, mientras que la disposición de cámaras y las características del conducto se determinan en el subcapítulo 4.6.

- Un tramo recto de 178 metros desde la cámara de contacto de la PTAR con dirección hacia el sudeste, hasta intersectarse con un camino auxiliar paralelo a la Ruta Nacional 135.
- Curva de 65° hacia el este, y un tramo recto posterior de 189 metros paralelo a la RN 135 a unos 40 metros de distancia.

- Curva de 10° hacia el este y un tramo posterior de 603 metros paralelo a la RN 135
- Curva de 30° hacia el sur y un tramo recto de 66 metros, aproximándose a la RN 135 para continuar a unos 10 metros de distancia de la misma.
- Curva de 30° hacia el este y un tramo recto de 1.145 metros coincidente con el eje de un camino auxiliar paralelo a la RN 135. Dicho tramo finaliza con la desembocadura en el río Uruguay.

Se considera colocar un tramo emisario final, dentro del río, de unos 15 metros con válvulas antirretorno del tipo Pico de Pato. Estas permitirán el ingreso de sólidos que puedan sedimentarse en el tramo final del conducto. Si bien esto genera una elevación de las pérdidas de carga totales, no representa una desventaja con respecto a las demás alternativas ya que en todas está prevista esta solución.

La desventaja principal de esta alternativa es que es la más larga, con el doble de longitud que la Alternativa 2, por lo que tendrá un mayor costo de inversión y mayores pérdidas de carga. Al aumentar las pérdidas, se reduce el máximo nivel de crecida del río Uruguay para el cual el emisario puede descargar a gravedad.

También se debe considerar que el emisario en este caso tendrá una interferencia en la progresiva 1.054,00, que es una alcantarilla que vincula las lagunas ubicadas a un lado y al otro de la RN135. Dicha alcantarilla es un caño de hormigón de 800mm de diámetro nominal y deberá profundizarse 1,50 metros aproximadamente para no interferir con el emisario y mantener una distancia libre mínima de un diámetro nominal, garantizando así la seguridad de ambos conductos. Sin embargo, las autoridades municipales han considerado que esta modificación se puede realizar sin problemas, e incluso sería beneficioso para la vinculación entre las lagunas debido a que el caño actualmente se encuentra en una cota muy alta respecto a los niveles medios de las lagunas y con frecuencia estas quedan aisladas una de la otra.

La ventaja principal de esta alternativa reside en la ubicación del punto de vuelco, siendo el cuerpo receptor el río Uruguay, lo que permite una mayor flexibilidad en los límites de DBO₅ y coliformes fecales del efluente tratado según la normativa aplicable.

4.4.2 Alternativa 2 (Lagunar)

La Alternativa 2 o Lagunar considera la descarga en una "laguna" que es un antiguo brazo del río Uruguay el cual se activa y recibe caudal desde el mismo cuando el nivel del río supera un umbral de desborde en la margen, mientras que en estiaje queda desconectada desde aguas arriba y subsiste una comunicación restringida hacia aguas abajo por un estrecho canal.

El trazado en este caso coincide con el de la Alternativa 1 hasta la progresiva 971,00. Allí se produce un cambio de dirección de 45° hacia el sur y luego un tramo recto de 104 metros hasta la descarga en la laguna mencionada anteriormente.

La longitud total en este caso es de unos 1.075 metros, lo que representa una gran ventaja respecto a la Alternativa 1 en cuanto a costos de inversión y mantenimiento y menores pérdidas de carga. Además, esta traza no posee interferencias de ningún tipo.

La desventaja en este caso consiste en el impacto que genera la descarga de efluentes tratados con una alta carga de nutrientes como fósforo y nitrógeno en una laguna que posee una permanencia hidráulica prolongada, y con un caudal prácticamente nulo en períodos de estiaje del río Uruguay. Esto podría ser inadmisibles en el caso de desarrollar eutrofización, lo cual se analiza en el apartado 4.5.

4.4.3 Alternativa 3 (Traza variante)

Durante el proceso del planteo de alternativas de emisario se ha analizado un trazado adicional, el cual se encontraba asociado a la Alternativa 1 de layout de la PTAR que finalmente fue descartada. En consecuencia, también se ha descartado dicha alternativa, la cual consistía en un tramo recto de unos 980 metros con un cambio de dirección de 45° y un tramo final de 70 metros hasta la descarga en la laguna, mismo cuerpo receptor que el propuesto en la Alternativa 2.

Esta alternativa fue descartada en una instancia previa al análisis de calidad de agua en el cuerpo receptor, por lo que no se ha tenido en cuenta en dicha evaluación y su planteo se ha limitado a una descripción a nivel conceptual.

4.5 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE CALIDAD DE AGUA EN LA DESCARGA

4.5.1 Parámetros de comparación de las alternativas en relación con la calidad del agua

La modelización de calidad de agua se realizó para las dos primeras alternativas evaluadas:

En primer lugar y especialmente para condiciones de estiaje estacionarias, se verifica que la concentración de bacterias coliformes fecales no supere el valor de 1.000 UFC/100 ml especificado en el Digesto de CARU para conservación de la vida acuática, fuera de una zona de mezcla, cuya máxima distancia a lo largo del río no debería superar los 1.000 metros ni abarcar más de 1/5 de la sección transversal en el cauce principal (Alternativa 1 Fluvial), mientras que en brazos del río Uruguay no debería abarcar más de 1/3 de la sección transversal.

Se asume que si este valor no se supera tampoco se superará el límite de *Escherichia coli* igual a 575 UFC/100 ml, aunque como en ciertas condiciones la concentración de *Escherichia coli* en el efluente puede llegar a ser similar a la de coliformes fecales, se toma como límite de verificación para éstos en relación con la conservación de la vida acuática, un valor igual a 600 UFC/100ml y de 200 UFC/100ml para las zonas correspondientes a actividades recreativas con contacto directo (playas balnearias), aunque se debe tener en cuenta que un valor igual a 500 UFC/100ml podría ser alcanzado en una muestra mensual sin superar los criterios de balneabilidad.

Si bien la normativa se aplica a la metodología de conteo UFC/100ml, las descargas de efluentes cloacales se suelen cuantificar como NMP/100ml, por lo que se consideran parámetros similares a los efectos del presente estudio.

En cuanto a la DBO₅, aunque el Digesto original de CARU establecía un límite para conservación de la vida acuática igual a 5 mg/l, se adoptó como referencia el valor indicado en el Digesto actualizado en el año 2019, igual a 3 mg/l.

En relación a las zonas denominadas "2: aguas y sedimentos destinados a actividades de recreación, deportivas, culturales y turísticas con contacto directo", siendo particularmente aplicables en el marco del presente proyecto a las playas de Colón, La Aldea y Camping María del Lujan, y las playas de Concepción del Uruguay como Banco Pelay, además del estándar de DBO₅ correspondiente a la conservación de la vida acuática previamente indicado, se consideró que se debe cumplir el estándar de *Escherichia coli* no superior a 200 UFC/100 ml, media geométrica de al menos 5 muestras (en un período de 30 días). Esto implica que en alguna oportunidad puede excederse ese valor promedio, pero sin superar en principio un límite igual a 500 UFC/100 ml (tomando por extensión el criterio del Digesto original de CARU aplicable para bacterias coliformes fecales).

4.5.2 Alternativa 1 (Fluvial)

Se presentan a continuación los resultados obtenidos para la concentración de bacterias coliformes fecales y la DBO_5 .

Al observar los resultados que se presentan a continuación, es necesario tener en consideración que se trata de una condición extremadamente conservativa y poco probable, correspondiente a la simultaneidad del día de mayor descarga del último año del período de evaluación (20 años), en simultáneo con un caudal de estiaje extraordinario, correspondiente al valor medio mínimo semanal con recurrencia de 5 años ($587 \text{ m}^3/\text{s}$), el cual es muy inferior a los caudales normales del río.

Por lo tanto, en condiciones normales, se puede esperar que en el día de mayor caudal al final del período de diseño, las concentraciones de los parámetros indicadores de contaminación en el curso fluvial serán muy inferiores a las resultantes de la modelación.

4.5.2.1 Escenario de caudal de estiaje estacionario

Se presentan en la Figura 41 y la Figura 42 los resultados obtenidos luego de ocho días de descarga constante, cuando se han obtenido condiciones prácticamente estacionarias de las concentraciones a lo largo de casi 30 km del río Uruguay alcanzando la zona de Banco Pelay y Playa del Puerto en Concepción del Uruguay, del orden de $0,04 \text{ mg/l}$ de DBO_5 y $0,2 \text{ UFC}/100\text{ml}$ de bacterias coliformes fecales, es decir, valores prácticamente despreciables.

Cabe recordar que se consideró que no existen reacciones en el medio que reduzcan la DBO_5 por lo que la modelación lo toma como un contaminante cuya concentración sólo disminuye por dilución y dispersión, lo cual cuando se consideran duraciones de varios días es una hipótesis muy conservativa.

Para la DBO_5 el nivel de 3 mg/l no se ve superado salvo en el entorno inmediato de la descarga, lo cual cumple en exceso con los 1.000 metros requeridos por la CARU para las zonas de mezcla en el río Uruguay.

En la zona del brazo secundario donde se encuentran La Aldea y el Camping María del Luján, ubicada a unos 10 km aguas abajo de la descarga, las concentraciones son inferiores a $0,2 \text{ mg/l}$ de DBO_5 y $5 \text{ NMP}/100\text{ml}$ de bacterias coliformes fecales, muy por debajo de los valores máximos admisibles para uso recreativo de la playa con contacto directo con el agua.

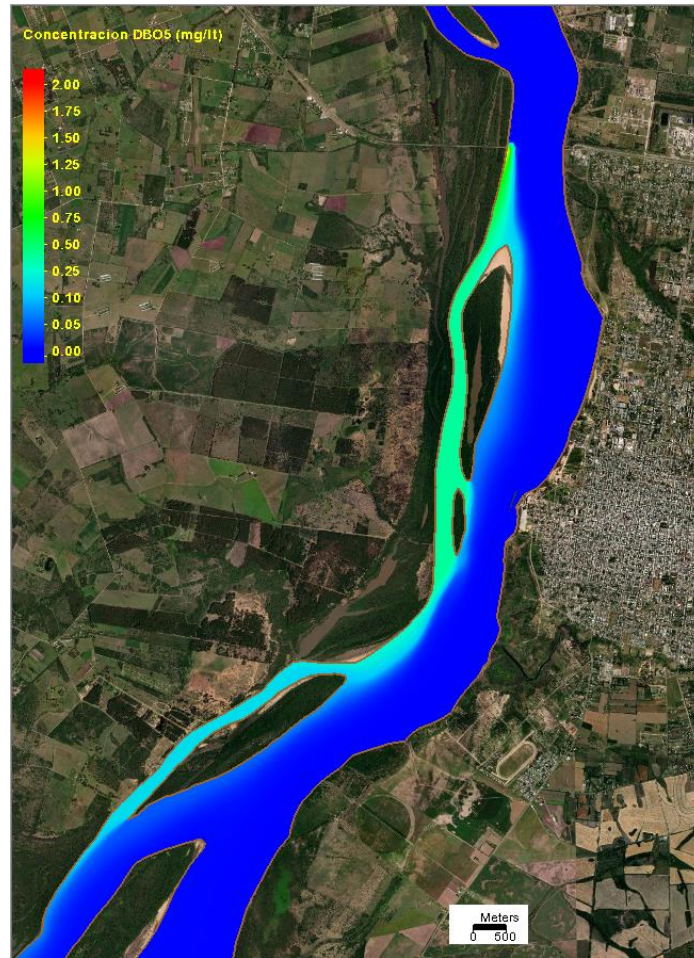


Figura 41 Alternativa 1 Fluvial. Concentración de DBO₅ luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

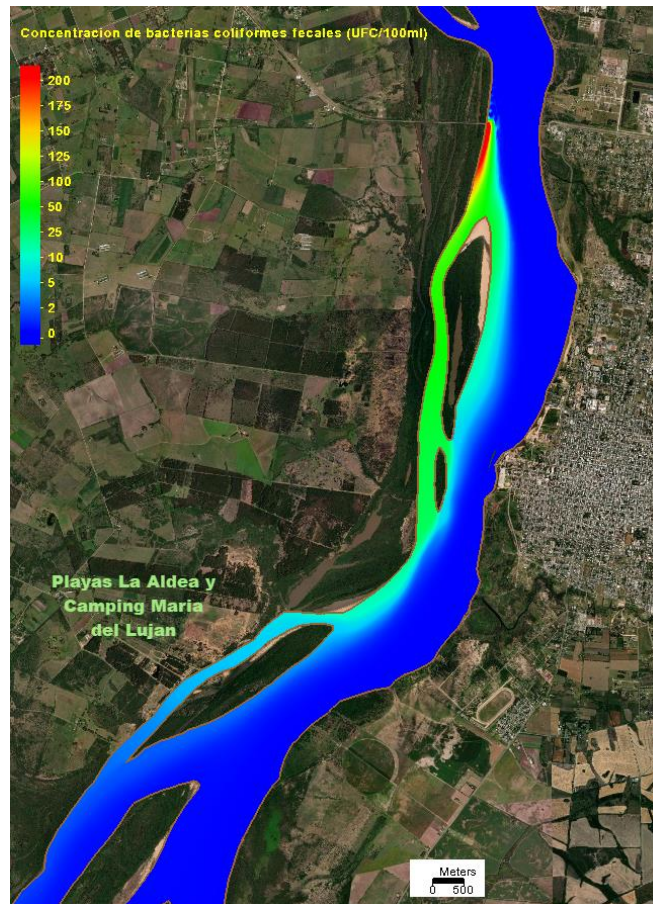


Figura 42 Alternativa 1 Fluvial. Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

4.5.2.2 Escenario de inversión del flujo debido a una sudestada intensa.

El pasaje de la pluma con un máximo de concentración de DBO se ilustra en las siguientes figuras.

Al pasar frente a la Playa Sur de Colón (aguas arriba del arroyo La Leche) la pluma presenta concentraciones de DBO₅ del orden de 0,5 mg/l, y 100 UFC/100ml de bacterias coliformes fecales, cumpliendo con la normativa de CARU (2019) para actividades recreativas con contacto directo. Ello se verifica durante aproximadamente una hora de tiempo y se debe a la acumulación del efluente que se produce durante el intervalo inicial de inversión del flujo (unas 12 horas antes), cuando las velocidades de la corriente fluvial descienden significativamente hasta que se detienen, el cual se prolonga durante unas 4 horas aproximadamente.

Durante la reversión del flujo es el único momento en el cual se superan 3 mg/l de DBO₅ y 1.000 UFC/100ml, en una distancia de unos 150 metros a lo largo de la costa, y unos 70 metros perpendicularmente a la misma, por lo cual se cumple tanto con la longitud de mezcla de 1.000 metros como con el ancho respecto a la sección transversal del río, que en la zona es de 800 metros, por lo cual la relación es inferior a 1/5.

Una hora antes de ocurrir el valor máximo las concentraciones de DBO₅ frente a esta playa son del orden de 0,15 mg/l, y dos horas después son inferiores a 0,3 mg/l y 50 UFC/100ml bacterias coliformes fecales.

Hasta un día después del máximo la pluma sigue “ascendiendo” debido al aporte del efluente cloacal, con concentraciones progresivamente decrecientes con un mínimo de 0,05 mg/l de DBO₅ y 10 UFC/100ml de bacterias coliformes fecales, hasta que la nueva reversión del flujo vuelve a arrastrar la pluma hacia aguas abajo, regresando a una situación igual a la estacionaria.

Con respecto a la playa del extremo Norte de la Isla de Hornos, la cual se encuentra a unos 2,5 km aguas arriba de la descarga y en la margen opuesta del brazo secundario, el pasaje del sector más intenso de la pluma frente a la misma genera una concentración máxima transitoria del orden de 0,25 mg/l de DBO₅ y 80 UFC/100ml de bacterias coliformes fecales.

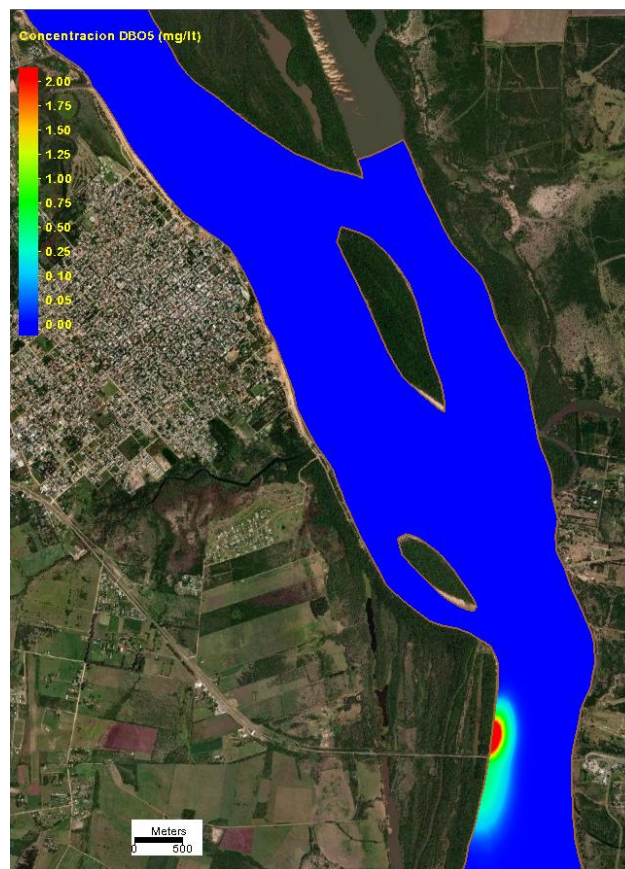


Figura 43 Alternativa 1 Fluvial. Acumulación del efluente durante la inversión del flujo. DBO₅.

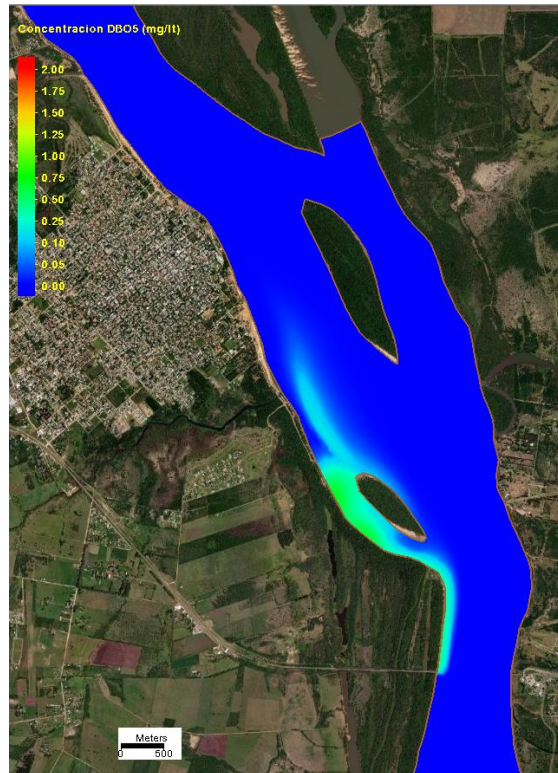


Figura 44 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la playa de la Isla de Hornos. DBO₅.

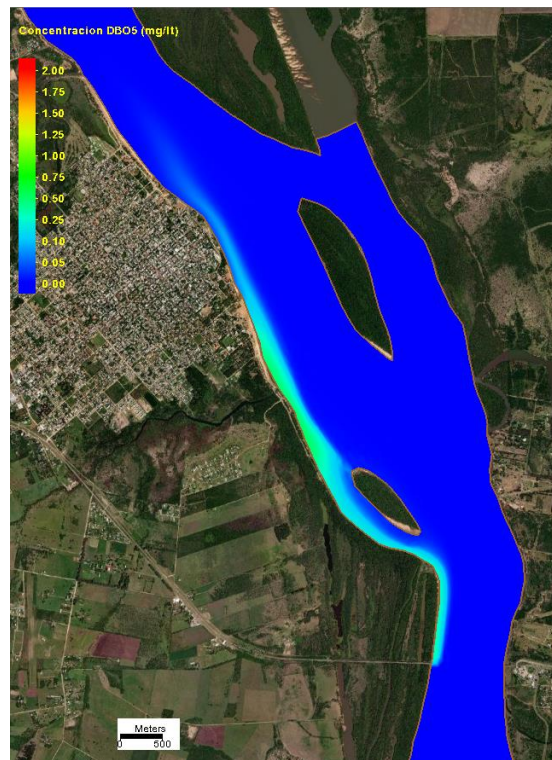


Figura 45 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la Playa Sur de Colón. DBO₅.

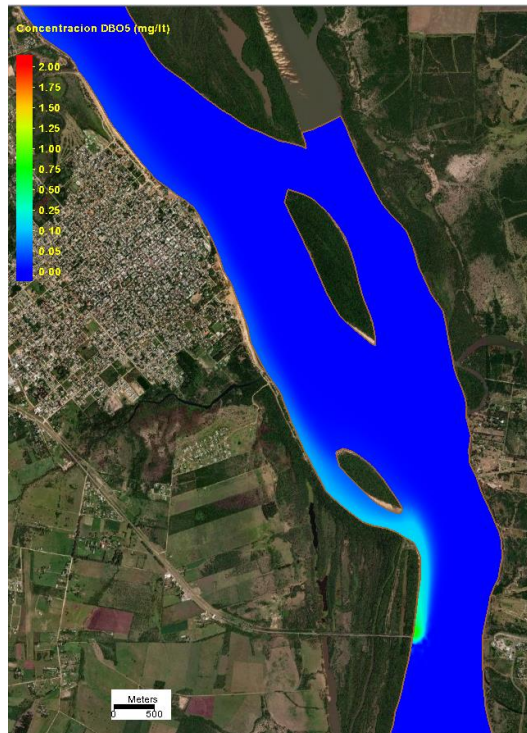


Figura 46 Alternativa 1 Fluvial. Máximo avance hacia el Norte de la pluma al final de la reversión de flujo. DBO₅.

El pasaje de la pluma con un máximo de concentración de bacterias coliformes fecales se ilustra en las siguientes figuras.

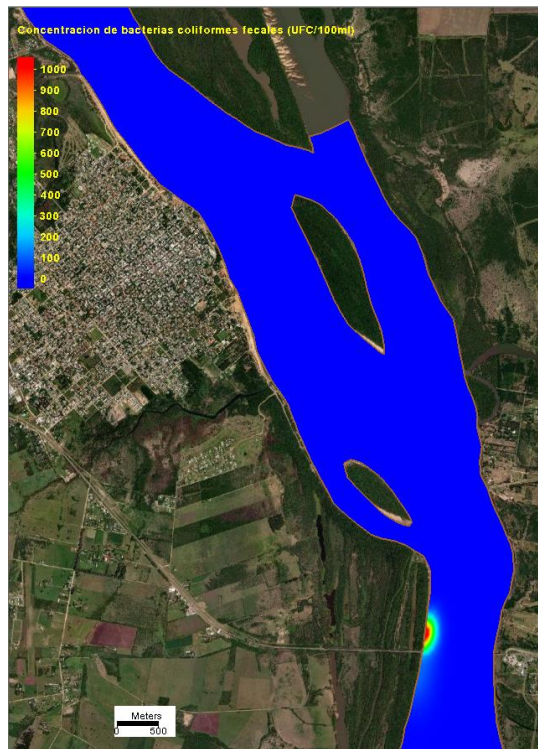


Figura 47 Alternativa 1 Fluvial. Acumulación del efluente durante la inversión del flujo. Bacterias coliformes fecales.

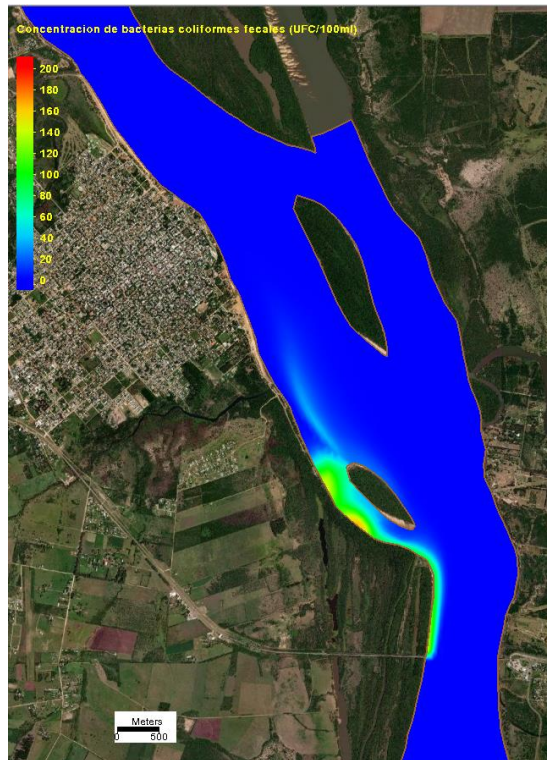


Figura 48 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la playa de la Isla de Hornos. Bacterias coliformes fecales.

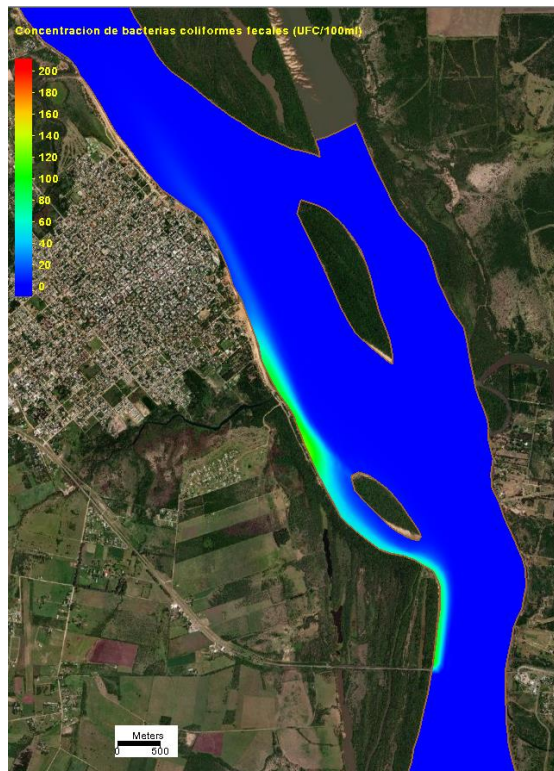


Figura 49 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la Playa Sur de Colón. Bacterias coliformes fecales.

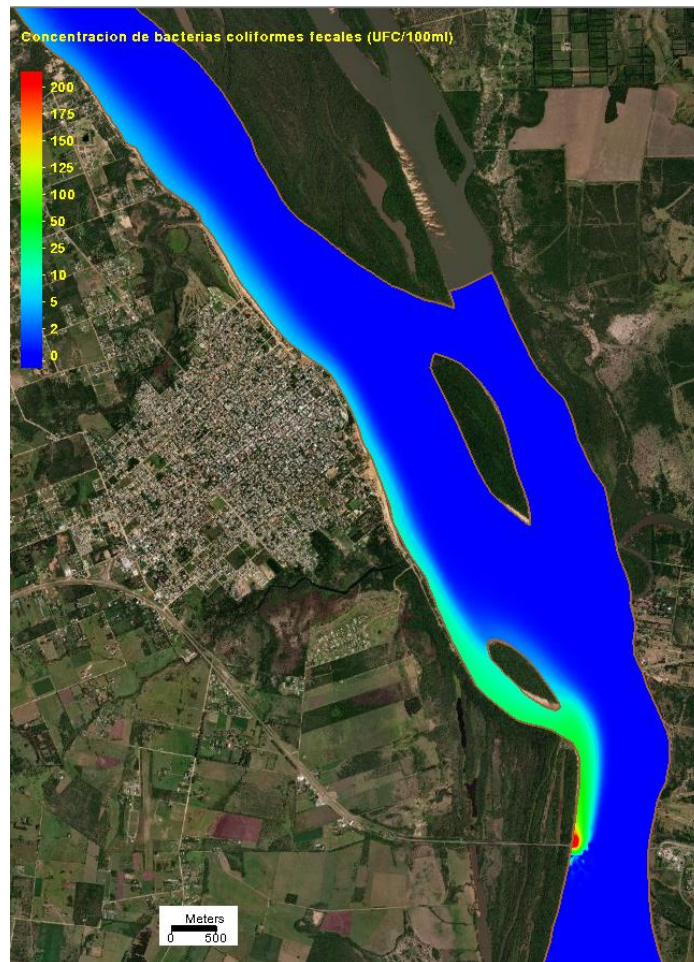


Figura 50 Alternativa 1 Fluvial. Máximo avance hacia el Norte de la pluma al final de la reversión de flujo. Bacterias coliformes fecales. Cambio de escala para resaltar valores menores a 20 UFC/100ml.

4.5.3 Alternativa 2 (Lagunar)

La alternativa que consiste en descargar en la laguna existente aguas abajo de la Ruta Nacional 135, que es en realidad un antiguo brazo del río Uruguay en una zona inundable que se activa especialmente durante las crecidas (ver Figura 51), presenta una complejidad particular para su evaluación, que se deriva de la permanencia del flujo contaminante durante épocas de estiaje.

Cuando el nivel del río Uruguay es suficiente para que se activen los canales que aportan agua a la laguna, el efluente tardará menos tiempo en recorrer la misma e ingresar en el río Uruguay, y lo hará con algún grado de dilución, pero esa condición no es la que la CARU especifica para la evaluación del impacto, que es un estiaje severo cuyos niveles de agua típicos son inferiores a 1 metro al cero de Colón.

En condición de estiaje en cambio la laguna queda aislada del río Uruguay de acuerdo con las cotas relevadas (Figura 52) y el cauce lateral que aporta desde el Este queda también cerrado con signos de eutrofización en época cálida como se puede apreciar en el detalle incluido en la Figura 51.

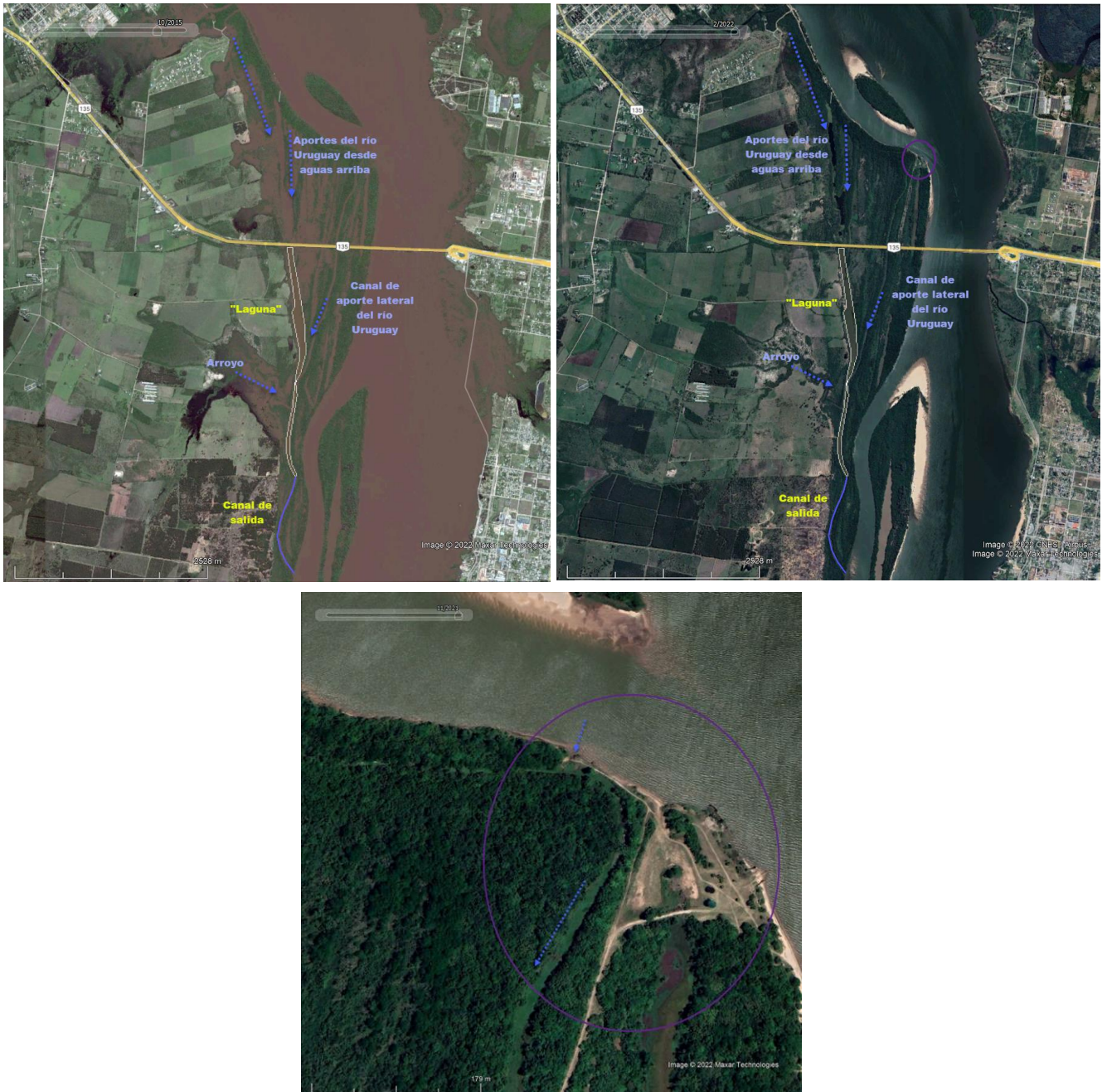


Figura 51 Características del cuerpo lagunar de descarga para la Alternativa 2.



Figura 52 Relevamiento del cuerpo lagunar de descarga para la Alternativa 2. Fuente: Municipio de Colón.

No obstante, la laguna aún en estiaje del río Uruguay puede recibir aportes de caudal por la napa freática, y a través del arroyo que desemboca en la misma a unos 2 km aguas abajo de la Ruta Nacional 135 (punto de descarga en esta alternativa) no sólo recibirá aportes pluviales, sino probablemente también de vertientes.

En consecuencia, no resulta factible con la información disponible en el marco del presente estudio realizar una modelación detallada del funcionamiento hídrico y de la evolución de la calidad de agua en la laguna bajo diferentes condiciones hidrológicas, razón por la cual se ha optado por realizar una evaluación teórica/analítica y conceptual considerando hipótesis conservativas.

Se consideró un nivel de estiaje del río Uruguay igual a 0,8 m al cero de Colón, con el cual la laguna queda separada del cauce a unos 3 km al Sur de la Ruta Nacional 135, donde comienza el tramo más estrecho del canal de salida y la cota del lecho de este es más alta que el nivel del río.

La profundidad media de la laguna se estimó en 1 metro considerando una cota media del lecho de esta igual a -0,2 m al cero de Colón. La superficie del tramo de 3 km es de 21 Ha, con lo cual el volumen de agua es igual a 210.000 m³, y el ancho promedio es 70 metros.

Si se asume que en estiaje no hay aportes del río Uruguay, ni de lluvia ni de napa freática, el caudal que circula por la laguna y que por rebalse llegaría al río Uruguay a través del canal de salida, sería igual al de la descarga de la PTAR, cuyo máximo diario es del orden de 0,2 m³/s = 17.300 m³/día.

La velocidad media del flujo en la laguna hasta recorrer los 4 km que la separan del río Uruguay es muy baja, del orden de 250 m/día ≈ 3 mm/s.

El tiempo de residencia hidráulico T_w es 210.000 m³/17.300 m³/día. = 12 días = 0,033 años.

4.5.3.1 Contaminación bacteriológica

Un tiempo de residencia como el estimado implica una mortalidad prácticamente total de las bacterias coliformes fecales como se verá a continuación.

La expresión comúnmente empleada para representar el comportamiento bacteriano se asimila a una reacción de primer orden, a lo largo de un cauce en dirección x positiva (hacia aguas abajo):

$$C_b = C_{b0} \cdot e^{-K_b \cdot x/V}$$

Donde:

V = Velocidad del agua en el curso receptor (m/s)

C_b = Número de bacterias remanente a cualquier tiempo

C_{b0} = C_b en $x = 0$

K_b = Velocidad de mortalidad de bacterias (1/día o 1/hora)

Para Bacterias Coliformes:

- $K_b = 1/T_a$ (tiempo de decaimiento).
- $T_a = T_{90} / \ln(10) = T_{90} / 2,3$
- $T_a = T_{99} / \ln(100) = T_{99} / 4,6$

siendo T_{90} y T_{99} el tiempo necesario para que la concentración se reduzca en un 90% y 99% por mortandad, respectivamente.

Un valor estimado para condiciones de temperatura media, correspondiente a un T_{90} de 3 días, resultando $K_b \approx 0,76$ 1/día.

Cabe mencionar que en época de verano, que es cuando el uso del recurso acuático es más intenso, este tiempo puede reducirse a menos de la mitad.

Si la concentración al ingreso fuera $C_{b0} = 10.000$ NMP/100ml, la ecuación en el final de la laguna antes de su canal de salida al río Uruguay ($x = 3.000$ m), resulta:

$$C_b = 10.000 \frac{NMP}{100ml} * e^{-0,76 \frac{1}{día} * \frac{3000m}{250 \frac{m}{día}}} = 1 \frac{NMP}{100ml}$$

4.5.3.2 Contaminación orgánica (DBO)

En cuanto a la DBO_5 , la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) es una magnitud vinculada, por un lado, a la descomposición de la materia orgánica por parte de microorganismos que producen su oxidación y, por otro, al consumo paralelo de oxígeno disuelto en el agua que esta acción ocasiona.

El concepto de oxidación involucra al conjunto de reacciones bioquímicas (digestión, asimilación y metabolización) por las que los microorganismos extraen sustancias útiles para su constitución molecular a partir de la materia orgánica y ésta se degrada a moléculas menos complejas.

En un momento dado, sólo una parte de la materia orgánica vertida en un cuerpo de agua (en forma natural o artificial) se ha consumido, denominándose “DBO ejercida” a la consumida y “DBO remanente” a la restante.

Los principales procesos vinculados a la materia orgánica, en lo que respecta a la DBO carbonácea, son los siguientes:

- Advección;
- difusión turbulenta;
- oxidación por acción de microorganismos (descomposición bioquímica);
- sedimentación (proceso que no es tan directo como el conocido efecto de caída de partículas hasta el fondo);
- reingreso a la columna de agua a partir de los fangos del fondo por erosión o por difusión de productos orgánicos parcialmente descompuestos desde la capa béntica (de mayor importancia en lagos y cuerpos lénticos); y
- adsorción por la fase suspendida (o particulada).

La ecuación diferencial de primer orden que representa los procesos de sedimentación, descomposición bioquímica y reingreso a la columna de agua de materia orgánica es la siguiente:

$$\frac{\partial(C - C_b)}{\partial x} + K_t (C - C_b) = 0$$

Donde

$$K_t = K_d + K_s$$

K_d = constante de primer orden de descomposición bioquímica

K_s = constante de primer orden de sedimentación

C_b = coeficiente vinculado al reingreso de materia orgánica a la columna de agua, que no se considera relevante en este medio, al menos para las escalas que se están resolviendo.

Cabe mencionar que esta ecuación parte de la hipótesis de que el crecimiento poblacional de microorganismos es una reacción “rápida”.

Cuanto mayor es la Demanda Bioquímica de Oxígeno, esto es, cuanta más materia orgánica está presente, mayor es el problema que crea la descomposición de esta.

La actividad metabólica de las bacterias que necesitan oxígeno puede reducir el contenido normal de oxígeno disuelto (OD) en una corriente o lago hasta menos de 1 mg/l, nivel por debajo del cual la mayor parte de los peces son incapaces de sobrevivir.

Puesto que la cantidad de oxígeno disuelto (OD) en agua disminuye al aumentar la temperatura, la cantidad de oxígeno en las corrientes es más crítica para la vida acuática en el verano, cuando los flujos suelen ser más bajos y las temperaturas más altas que en el invierno.

La velocidad de la reacción de la DBO depende del tipo de residuos presentes y de la temperatura; se supone que varía directamente con la cantidad de materia orgánica (carbono orgánico) presente (una reacción de primer orden).

En la siguiente se muestra una gráfica de L, la DBO carbonosa restante, en función del tiempo t. Puesto que la cantidad de oxígeno consumido en función del tiempo representa la cantidad de materia orgánica oxidada, la curva $L_0 - L$ muestra la materia orgánica carbonosa oxidada en el tiempo t.

Las ecuaciones correspondientes a L y $L_0 - L$, que se muestran como líneas continuas en la figura, son:

$$L = L_0 * (10^{-Kt}) \quad y$$

$$L_0 - L = L_0 * (1 - 10^{-Kt})$$

Donde:

L = demanda carbonosa restante en el tiempo t

(O₂ necesario para oxidar la materia orgánica carbonosa restante)

L_0 = demanda carbonosa de oxígeno última (esto es, DBO última;

O₂ necesario para oxidar la materia orgánica carbonosa presente al principio)

$L_0 - L$ = demanda carbonosa de oxígeno (esto es, DBO satisfecha;

O₂ utilizado para oxidar la materia orgánica carbonosa en el tiempo t)

t = tiempo (días)

K = constante de velocidad de reacción (base 10) (1/día)

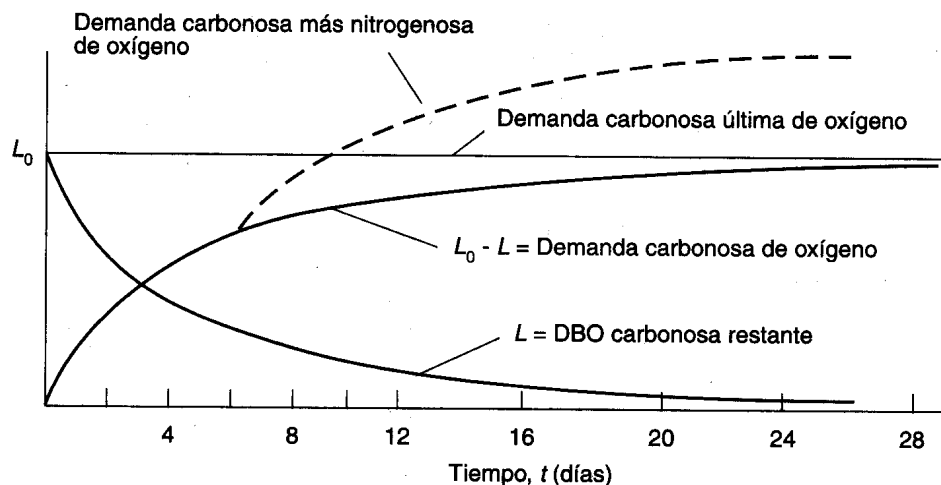


Figura 53 Curvas Tipo de DBO a 20°C.

Las curvas L y $L_0 - L$ indican la oxidación del carbono (DBO carbonosa) de la materia orgánica a CO₂ y agua. Sin embargo, después de 5 a 10 días los compuestos nitrogenados comienzan a ser oxidados. La línea punteada de la figura indica el efecto en la demanda oxígeno cuando el nitrógeno presente en los residuos se oxida en la conversión (nitrificación) del amoníaco en nitratos. Este ejercicio de la DBO en una segunda etapa se puede inhibir en la prueba de DBO con la adición de agentes químicos

apropiados. En la tabla siguiente se presentan valores representativos de la constante de velocidad K (base 10) a 20°C para la oxidación carbonosa.

EL coeficiente K_d para la fase carbonosa puede estimarse empleando la relación siguiente:

$K_d = K_2/R$ donde K_2 es el coeficiente de reaireación.

Las siguientes Tablas presentan valores típicos del coeficiente R y K_2 para $T=20^\circ\text{C}$ (Kiely, G., 1999)¹¹:

Tabla 46 Coeficientes R y K_2 según el cuerpo receptor para la simulación de la evolución de la DBO.

Tipo de Cuerpo Receptor	R = K_2/K_d
Reservorio o Lago pequeño	0,5 – 1,0
Arroyo barroso, lago de gran tamaño	1,0 – 2,0
Río lento de gran tamaño	1,5 – 2,0
Río grande con flujo de velocidad media	2,0 – 3,0
Arroyo con flujo rápido	3,0 – 5,0
Rápidos y caídas de agua	> 5,0

Tipo de Corriente	K_2 (1/día)
Rápidos y Cascadas	> 1,15
Corrientes rápidas	0,69 – 1,15
Corrientes moderadas	0,46 – 0,69
Corrientes lentas	0,35 – 0,46
Corrientes remansadas, grandes lagos	0,23 – 0,35
Pequeñas lagunas y charcos	0,10 – 0,23

Para una laguna con velocidad muy lenta puede adoptarse por ejemplo $R = 1,0$ y $K_2 = 0,10$ 1/día, resultando $K_d=0,10$. Este valor es similar al que resulta de la aplicación de la siguiente tabla que establece el rango de variación en función del tipo de descarga; para una descarga cloacal tratada biológicamente es $K_2 = 0,10$ a $0,25$.

Tabla 47 Coeficientes K_2 según el tipo de efluente para la simulación de la evolución de la DBO.

Tipo de Descarga	K_2 (1/día)
Descarga cloacal (cruda)	0,35 – 0,40
Descarga Cloacal tratada mecánicamente	0,35
Descarga cloacal tratada biológicamente	0,10 – 0,25
Agua potable	0,05 – 0,10
Agua de río	0,03 – 0,15

El rango de valores para la constante de oxidación general para la demanda nitrogenosa K_n es aproximadamente el mismo que para la constante de desoxigenación carbonosa (Thomann y Mueller, 1987)¹².

¹¹ Kiely, G.. Ingeniería Ambiental. Fundamentos, entornos, tecnologías y sistemas de gestión. Mc Graw Hill / Interamericana de España. 1999

¹² Thoman, R y Mueller J. Principles of Surface Water Quality Modelling and Control. Harper & Row, Publishers, New York. 1987

El coeficiente K_s es dependiente del tipo de descarga; los líquidos cloacales crudos tienen una tasa de decaimiento por sedimentación de partículas más importante que, por ejemplo, los líquidos con tratamiento secundario. En realidad, la pérdida de DBO en la masa líquida es sólo parcial, ya que el contenido de materia orgánica en el sedimento depositado aporta un reingreso de materia orgánica y una demanda de oxígeno desde el lecho (Thomann y Mueller, 1987).

Teniendo en cuenta que la no consideración del coeficiente K_s pone del lado de la seguridad la estimación de la variación de la DBO (ya que el coeficiente K_t resulta subestimado), se puede generalmente adoptar ese criterio en cursos de agua.

Si aplicamos estos valores a la expresión:

$$L = L_0 * (10^{-K_t}) = 30 \text{ mg/l} * 10^{-0,1*12} = 30 \text{ mg/l} * 0,063 \approx 2 \text{ mg/l}.$$

El río Uruguay suele presentar situaciones en las cuales se producen floraciones algales, como la que se ilustra en la Figura 54.



Figura 54 Floración algal afectando las playas balnearias de Colón (14/02/2008).

La evaluación de estos procesos de eutrofización y “blooms algales” es compleja puesto que dependen de numerosos factores interrelacionados como se indica en la Figura 55.

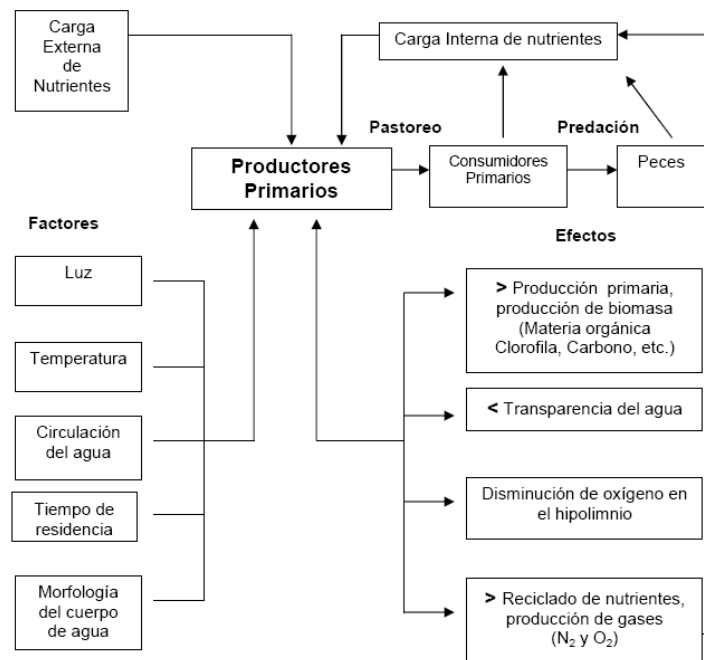


Figura 55 Cambios físicos, químicos y biológicos en la calidad del agua, causados por el proceso de eutrofización

En la Figura 56 se puede observar un diagrama de los factores que estimulan un “Bloom” de crecimiento de algas, y los efectos en el medio, que a su vez, retroalimentan el ciclo. Por ejemplo, el lago de Salto Grande presenta estas condiciones en algunas zonas, dado el elevado grado de eutrofización de sus aguas (enriquecimiento en fósforo y nitrógeno), por lo que se observa crecimiento de estas algas y afloramientos importantes especialmente en la temporada estival (Chalar y otros, 2001)¹³.

La presencia de algas en el agua origina problemas de varios tipos:

- a) El incremento en la biomasa además de ocasionar problemas estéticos como la presencia de espumas y olores desagradables, también altera el sabor del agua.
- b) El proceso de descomposición de los florecimientos acuáticos causa desoxigenación alterando la química del agua, cambios que influyen en la supervivencia de los animales acuáticos y en el ecosistema, con efectos negativos:
 - en aguas para usos recreativos
 - en las operaciones de captación y potabilización de agua para consumo
 - presencia de metabolitos indeseables que causan problemas de: olores y sabores en el agua (olor a tierra), toxinas que pueden afectar al hígado (hepatotoxinas) o al sistema nervioso (neurotoxinas).

¹³ Chalar, G. “Dinámica de la eutrofización a diferentes escalas temporales: Embalse Salto Grande (Argentina-Uruguay)” Sec. Limnología, Facultad de Ciencias, Universidad de la República. Montevideo, Uruguay.

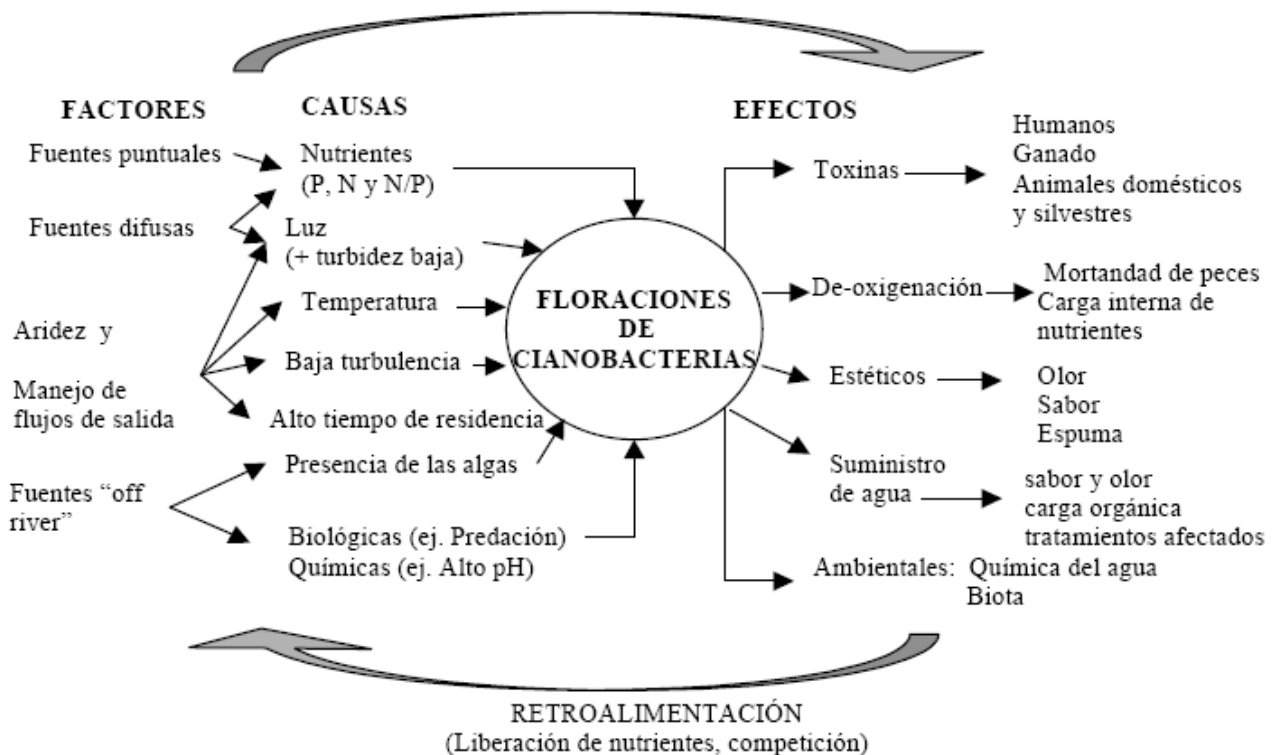


Figura 56 Diagrama simplificado de los factores que determinan las causas de las floraciones de cianobacterias y los efectos de éstas sobre los sistemas acuáticos, su biota y sus potenciales usos (modificado de Watanabe et al., 1995)¹⁴.

Las cianotoxinas son metabolitos sintetizados intracelularmente por las cianobacterias bajo determinadas condiciones de crecimiento que son liberadas al agua por muerte y lisis celular. No se pueden distinguir las cianobacterias productoras de toxinas de las no tóxicas por observación microscópica. Sofisticadas pruebas se requieren para establecer si un bloom contiene o no especies tóxicas. Sin embargo, diversas fuentes indican que se está registrando que las floraciones son cada vez más tóxicas.

Desde hace varias décadas se realizan estudios en relación con los procesos de eutrofización del río (Ej. CTMSG, 1993)¹⁵, los cuales se producen incluso con concentraciones de nutrientes muy inferiores a los que se descargarían en la laguna para la Alternativa 2 (ver Tabla 48).

¹⁴ Vollenweider, R.A. 1976. Advances in defining critical loading levels for phosphorus in lake eutrophication. Mem. Inst. Ital. Idrobiol. 33: 53-83.

¹⁵ Comisión Técnica Mixta de Salto Grande – Departamento de Ecología y Medio Ambiente. "Estudios sobre la calidad de agua en el Embalse de Salto Grande" Seminario de Calidad de Aguas y Control de la Contaminación del Río Uruguay. Comisión Administradora del Río Uruguay (CARU). 11 y 12 de Noviembre de 1993. Colón, Entre Ríos. Argentina

Tabla 48 Composición fisicoquímica del Río Uruguay (1976-1978) y del embalse Salto Grande 1980-2002 (Fuente CTMSG).

	Río Uruguay 1976-1978 (n=6)	Represa 1980-1981 (10<n<12) (a)	Represa 1982-1985 (22<n<29) (b)	Represa 1992-1993 (n=10) (c)	Represa 2000-2002 (n=12) (d)
Min.	0	130	50	0	0
NH₄ (µg/l)	10	340	250	32	0,3
Max.	50	630	1000	77	52
Min.	600	400	200	185	97
NO₃ (µg/l)	1400	1300	590	814	330
Max.	2000	3000	1720	1616	637
Mín.	3	27	28	5	14
PT (µg/l)	90	64	76	110	57
Máx.	145	122	233	341	150
Mín.		0,2	0,44	0,2	0,6
Clorofila a (µg/l)		3,3	2,6	1,57	2,4
Máx.		5,7	9,12	5,0	7,1

Los valores típicos en el efluente cloacal de Colón de acuerdo con la información recibida son los siguientes, muy superiores a los referidos para el río y el embalse en la tabla anterior:

- Fósforo total: 16 mg/l
- Nitrógeno Total Kjeldahl: 50 mg/l
- Nitrógeno Amoniacal: 40 mg/l

Un ejemplo de interés es la aplicación del Modelo MIKE 21 desarrollado por el DHI (Danish Hydraulic Institute) con su módulo ECO Lab, por parte del Grupo (GECRU) un estudio preliminar de la calidad del agua del Embalse de Salto Grande. Este estudio mostró una correlación entre el crecimiento de algas, cuantificado mediante el incremento de la clorofila "a" en 12 días de verano, y los reportes de CARU sobre recomendaciones de no bañarse en las zonas más tranquilas del embalse, fuera del flujo principal donde el tiempo de residencia del agua es menor (ver Figura 57).

Las algas para desarrollarse necesitan una relación en masa del orden de 7,5:1 de Nitrógeno a Fósforo. Esta relación es una aproximación, ya que otros factores pueden inhibir o estimular el crecimiento. En general se considera que cuando el cociente N/P es menor a 9 o 10 el nitrógeno es el elemento limitante, sujeto a variación según la estequiometría de las algas.

La relación en este caso es $50/16 = 3,1$, lo cual implica que el Nitrógeno es el limitante del crecimiento algal. Se ha observado que cocientes N/P menores de 4 en agua dulce pueden estimular el crecimiento de algas verdeazules dañinas, capaces de fijación atmosférica de nitrógeno. Estas especies producen vacuolas de gas que las mantienen en superficie reduciendo o anulando la velocidad de sedimentación (Thomann y Mueller, 1987).

La mayor parte de los modelos simplificados como el de Vollenweider (1968) se basan en que el elemento limitante es el fósforo, mientras que en este caso esa hipótesis no es válida.

Si se estima la carga de fósforo anual en la laguna (mg/m^2 año) la misma está totalmente fuera de escala (por encima) de la curva de estimación de Estado Trófico de Vollenweider, pero claramente en la Zona Eutrófica.

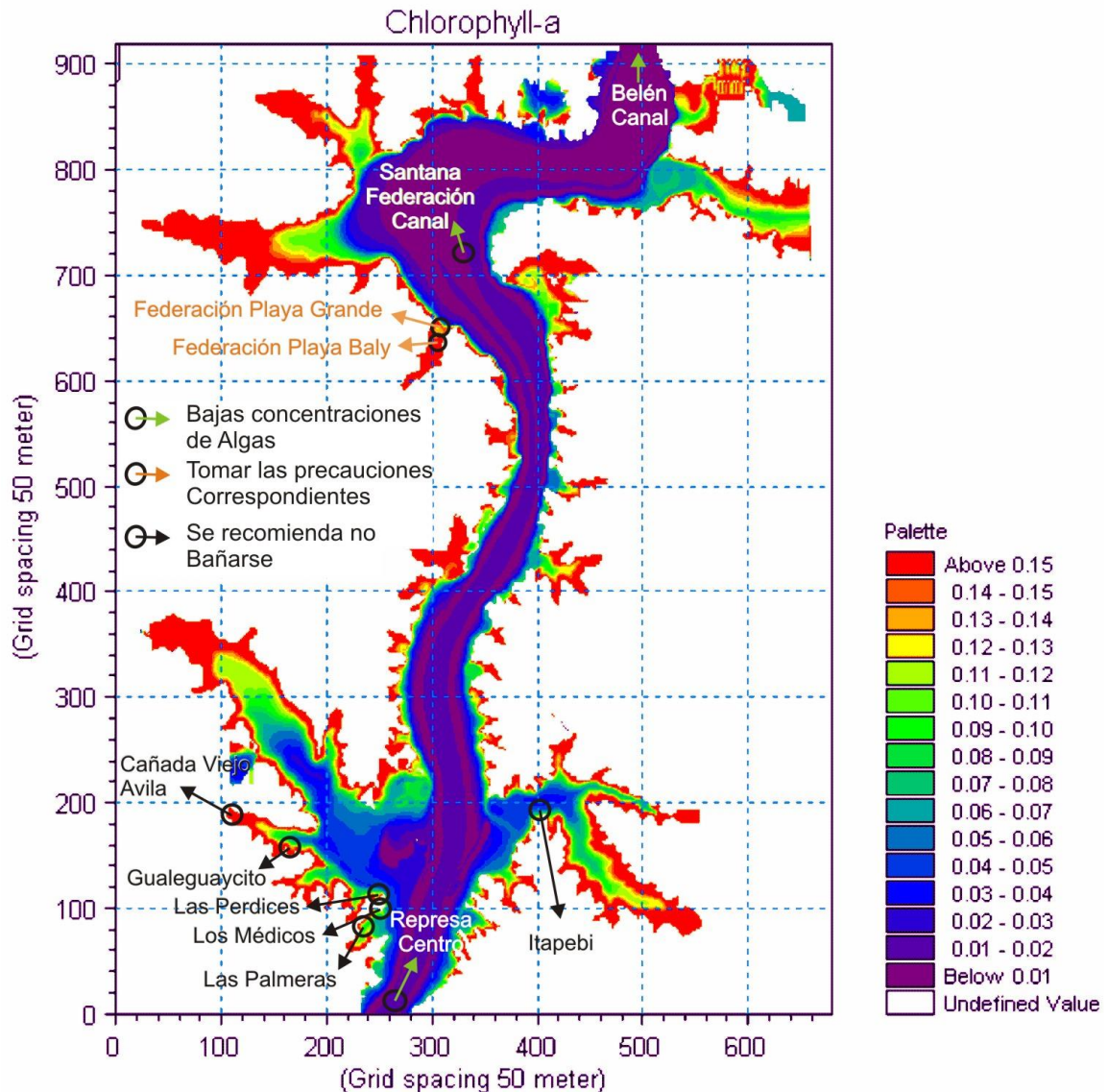


Figura 57 Superposición de resultado de la modelación de concentración de Clorofila a en el Embalse de Salto Grande con resultados de campañas de la CARU de monitoreo de floraciones algales.

Desde el punto de vista del estado trófico del cuerpo de agua y asumiendo que en 12 días de estiaje el contenido de este estará básicamente representado por el efluente cloacal, considerando que los procesos de remoción de materia orgánica en la PTAR no son eficientes en el abatimiento de los niveles de nutrientes, en base a los antecedentes y a las concentraciones típicas de cuerpos de agua Eutróficos (OECD, 1982)¹⁶ se puede apreciar que seguramente las condiciones de la laguna serán eutróficas con crecimiento algal especialmente en períodos estivales.

¹⁶ OCDE (Organization for Economic Cooperation and Development). "Eutrophication of Waters". Monitoring, Assessment and Control. Paris, OECD, 1982, 164.

Tabla 49 Clasificación de Estado Trófico en cuerpos de agua. Valores típicos de Nitrógeno y Fósforo (Fuente: OECD, 1982).

Estado Trófico	Nitrógeno Total (mg/l)	Fósforo Total (mg/l)	Clorofila a (µg/l)
Oligotróficos	0,661	0,008	9,9
Mesotróficos	0,753	0,0267	4,2
Eutrófico	1,875	0,0844	2,4

A los efectos de visualizar la peor situación posible con respecto a la descarga al río Uruguay a través de la laguna se modeló la pluma de DBO y de bacterias coliformes fecales considerando que no hay abatimiento de los valores entre el punto de descarga en la laguna y el ingreso en el río, es decir, 30 mg/l de DBO₅ y 10.000 UFC/100ml de bacterias coliformes fecales.

Teniendo en cuenta la mayor distancia existente entre el punto de descarga y la localidad de Colón, no fue necesario simular una condición de inversión de corrientes, dado que obviamente el impacto será inferior al de la descarga fluvial (Alternativa 1), el cual ya de por sí es prácticamente despreciable.

En la Figura 58 se ilustra la pluma de DBO₅ en dos escalas diferentes.

Las concentraciones de bacterias coliformes fecales se presentan en la Figura 59.

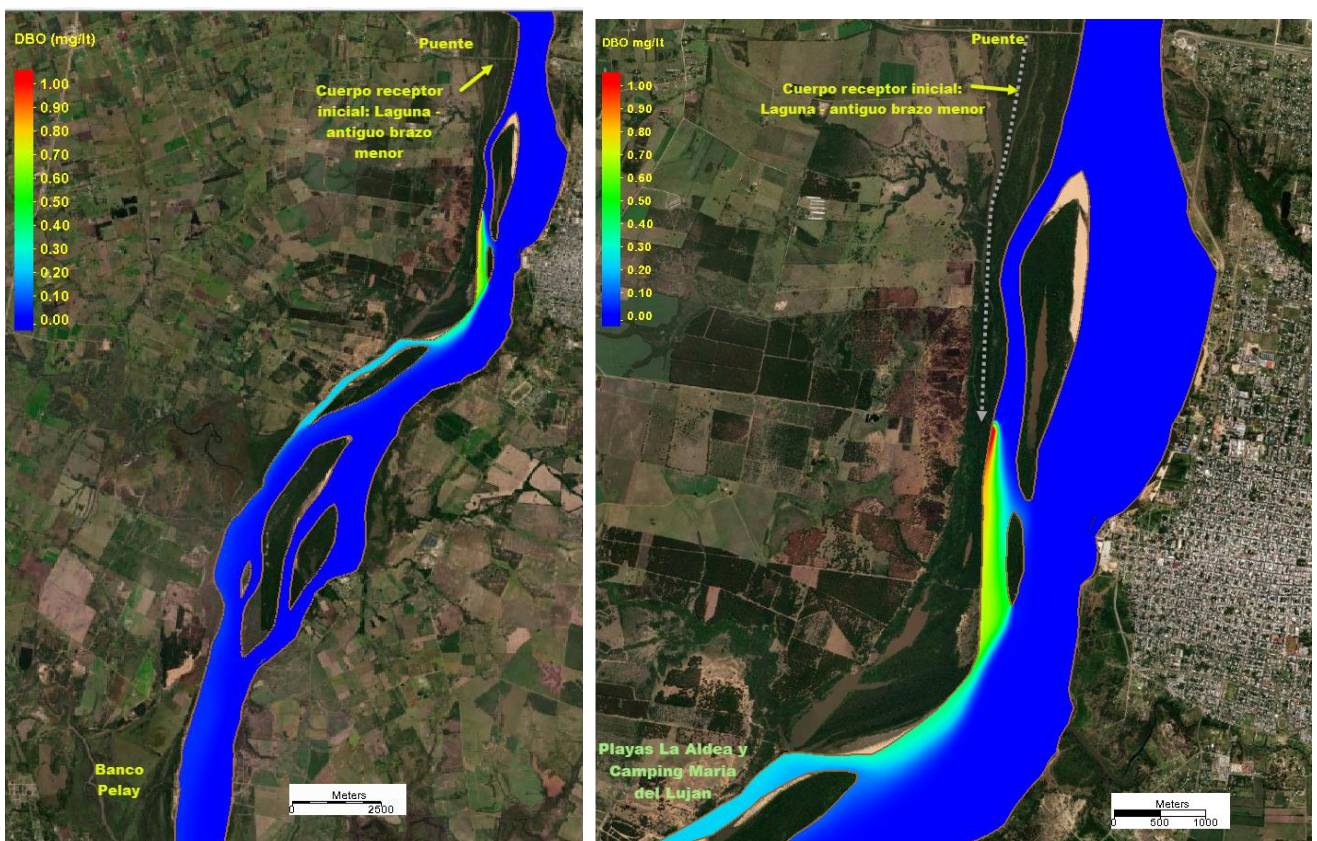


Figura 58 Concentración de DBO₅ luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

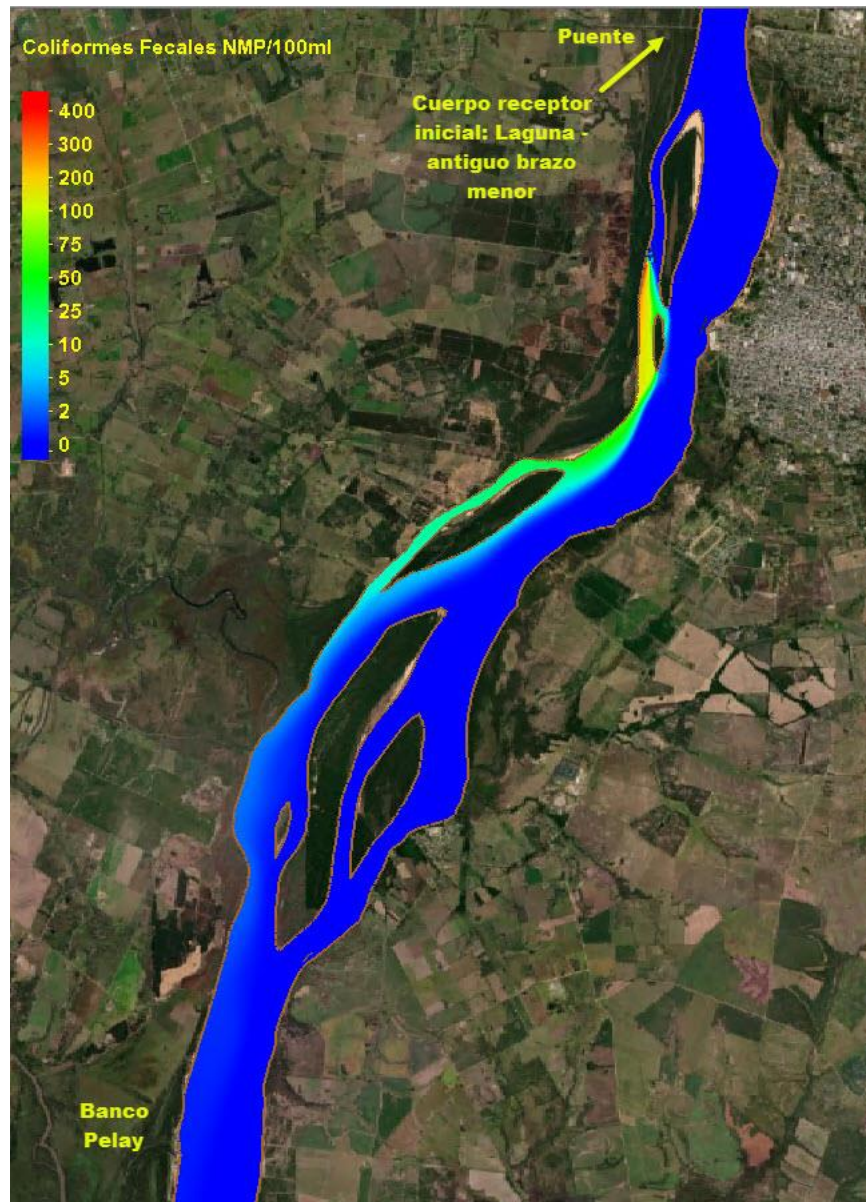


Figura 59 Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

Las concentraciones en la zona de las playas de La Aldea y Camping María del Luján son del orden de 0,2 mg/l de DBO₅ (15 veces menor que el valor admisible de 3 mg/l) y 20 UFC/100ml (10 veces menor que el valor de referencia para uso balneario, correspondiente a *Escherichia Coli*, la cual es una fracción del total de las bacterias coliformes fecales como se indicó previamente).

Las concentraciones en la zona de Banco Pelay, la playa de Concepción del Uruguay ubicada más al Norte de la ciudad, son del orden de 0,05 mg/l de DBO₅ y 1 UFC/100ml de bacterias coliformes fecales, con lo cual se comprueba que la afectación de la calidad de agua en esta zona que se verifica en la actualidad conforme a los estudios del GECRU debido a las descargas cloacales sin tratamiento, desaparecerá en la práctica una vez que la PTAR de Colón se encuentre en funcionamiento.

4.5.4 Conclusiones de la modelación

A través de la modelación y cálculos de evolución de parámetros de contaminación para las dos alternativas de descarga se han alcanzado las siguientes conclusiones.

4.5.4.1 Alternativa 1 (Fluvial)

Se ha verificado que la pluma generada por la descarga del efluente de la PTAR directamente en el río Uruguay aguas arriba del Puente Internacional, con concentración de DBO_5 igual a 30 mg/l y de bacterias coliformes fecales igual a 10.000 UFC/100ml cumple en exceso con todas las restricciones de calidad de agua especificadas por el Digesto de CARU (2019), tanto en cuanto a las zonas balnearias ubicadas hacia aguas abajo en condiciones de estiaje de diseño, como en las playas de la localidad de Colón e isla de Hornos en caso de coincidir además una intensa sudestada con reversión del flujo fluvial.

Durante la reversión del flujo es el único momento en el cual se superan 3 mg/l de DBO_5 y 1.000 UFC/100ml, en una distancia de unos 150 metros a lo largo de la costa, y unos 70 metros perpendicularmente a la misma, por lo cual se cumple tanto con la longitud de mezcla de 1.000 metros como con el ancho respecto a la sección transversal del río, que en la zona es de 800 metros, por lo cual la relación es inferior a 1/5.

Esta alternativa por lo tanto resulta adecuada desde el punto de vista del impacto sobre el medio acuático en sus diferentes usos, e incluso cuenta con un margen de seguridad importante con respecto a los valores límite especificados por la CARU.

4.5.4.2 Alternativa 2 (Lagunar)

Esta alternativa que considera el ingreso indirecto del efluente en el río Uruguay luego de atravesar una delgada laguna de 4 km de extensión y 21 Ha de superficie, también cumpliría adecuadamente con las restricciones de calidad de agua para protección de la vida acuática y para uso balneario aún cuando las concentraciones en el punto de ingreso al río fueran iguales a las de la Alternativa 1.

Sin embargo, esta laguna en condiciones de estiaje del río Uruguay queda prácticamente aislada (aunque podría recibir aportes de napa freática y de vertientes en un arroyo afluente), y por lo tanto el tiempo de residencia del efluente en la misma hasta desbordar por su canal de salida es prolongado (se lo ha estimado en un orden de 12 días). Desde el punto de vista de la concentración de bacterias coliformes ello es favorable puesto que es esperable una mortalidad prácticamente total de éstas, y la DBO_5 se podría reducir a valores del orden de 1 mg/l.

La problemática que subsiste es que la PTAR no reduciría sustancialmente la carga de los nutrientes principales (Nitrógeno y Fósforo), los cuales presentan concentraciones muy elevadas por lo cual bajo condiciones de aislamiento de la laguna se alcanzaría un estado trófico de Eutrofia, con intenso crecimiento algal y depleción del contenido de oxígeno disuelto, especialmente en época estival.

Considerando que este escenario no sería aceptable, se ha decidido descartar la posibilidad de descarga en la laguna y por lo tanto se concluye que la Alternativa 1 resulta ser la más conveniente para el desarrollo del proyecto.

4.6 DESCRIPCIÓN Y DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL EMISARIO

4.6.1 Alternativas consideradas para el dimensionamiento

Por los motivos expuestos en los subcapítulos 4.4 y 4.5 se ha seleccionado la Alternativa 1 de trazado y se realizará el dimensionado del emisario para dicha alternativa. Adicionalmente, se presentará el perfil altimétrico propuesto para la Alternativa 2 debido a que este análisis se realizó en paralelo a la evaluación de calidad de agua en los distintos cuerpos receptores, bajo la aclaración de que esta última (Alternativa Lagunar) ha sido descartada posteriormente por presentar un potencial escenario de eutrofización del cuerpo receptor.

4.6.2 Criterios de diseño

El diseño se ajustará a los lineamientos de diseño de las siguientes entidades:

- Ex Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento (CoFAPyS) actual Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento (ENOHSa)¹⁷.
- Normas de diseño de AySA.

4.6.3 Niveles en cámara de carga y en la descarga

El nivel máximo en la cámara de carga que permite el correcto funcionamiento de la PTAR es 11,95 m referidos al sistema de referencia local. En este caso la cámara de carga será una subcámara aguas abajo del vertedero de salida de la cámara de contacto de la PTAR. La cámara de contacto tendrá una ubicación distinta en 1ra y 2da etapa de la PTAR, por lo que el emisario tendrá longitudes distintas y deberá verificarse en ambas etapas. El nivel máximo indicado anteriormente es el asociado a la ubicación de la cámara de contacto en 1ra etapa.

Para la descarga del emisario en el río Uruguay se consideró un nivel máximo de 10,05 m referido al cero del puerto local, el cual se encuentra asociado a un tiempo de recurrencia de unos 20 años de acuerdo con los valores de la Tabla 44, y es superior al 99,8% de las crecidas registradas en el período representado en la Figura 25 y la Tabla 45, en el cual la máxima crecida histórica registrada es de 10,41 m en 2015.

En el caso de ser superado dicho nivel se prevé la colocación de un desborde por medio de un vertedero lateral y la derivación de parte del caudal hacia un canal que conduzca hacia la laguna que se encuentra ubicada al este del predio, a unos 100 metros si se la considera al mismo nivel máximo del río Uruguay. Dicho caudal será en menor medida infiltrado en el terreno y en gran parte volcado a la laguna mencionada. Cabe destacar que esto se producirá en un caso extremo con una frecuencia baja y en un período de pocas horas de duración.

¹⁷ “Normas de estudio, criterios de diseño y presentación de proyectos de desagües cloacales para localidades de hasta 30.000 habitantes” volúmenes I y II. Si bien la localidad tiene más de 30.000 habitantes, personal del ENOHSa indica que las guías y criterios de diseño mantienen su validez si se obvian las proyecciones demográficas y los coeficientes de caudal. Los coeficientes de mayoración de caudales disminuyen al aumentar la población, utilizarlos es un enfoque conservador.

Tomando en consideración la diferencia de nivel entre estos valores, se dimensiona el conducto de manera tal que las pérdidas de carga para el caudal de diseño sean menores a dicha diferencia, dejando un margen de 35 cm. Por lo tanto, las pérdidas totales no podrán ser mayores a 1,55 metros. A modo de verificación de las velocidades mínimas en el conducto, se ha considerado un nivel asociado a una frecuencia de superación del 50% en el período considerado en la Figura 25 y la Tabla 45, igual a 2,25 m referidos al cero local.

4.6.4 Cámara de carga

En este caso la cámara de carga del emisario será una subcámara rectangular de hormigón que formará parte de la estructura de la cámara de contacto y estará ubicada aguas abajo del vertedero de salida de la misma. Se colocará allí una compuerta plana deslizante que permita aislar el conducto del emisario en algún caso extraordinario.

La cámara se ubicará en la progresiva 0,00 del emisario, en las coordenadas X= 6.394.145,70; Y=6.431.076,16 del sistema de referencia POSGAR 2007, Faja 6, en primera etapa. La ubicación se puede observar en el plano UEP-COL-PTAR-LG-P00.

En segunda etapa, la progresiva 0,00 del emisario estará en las coordenadas X=6.393.839,09; Y=6.430.527,11. La misma se puede observar en la Figura 60.

4.6.5 Obra de desborde

Tanto para la cámara de contacto de 1ra etapa como para la de segunda, la obra de desborde consiste en un vertedero lateral de desborde ubicado en la cámara de carga, cuyo umbral se colocará en la cota 11,60 m (en el caso de 1ra etapa) y tendrá 2 metros de longitud. Este entrará en funcionamiento en el caso de que se supere el nivel máximo considerado para el río Uruguay (10,05 m) y en simultáneo se esté operando con el caudal máximo de diseño de la PTAR y tendrá la capacidad de erogar la totalidad de dicho caudal.

Aguas abajo del vertedero se prevé la conducción del efluente por medio de conductos de PVC durante un tramo de 10 metros, hasta la intersección de los mismos con el terraplén de la cámara de contacto, y luego por un canal a superficie libre sin revestir a lo largo de 100 metros aproximadamente hacia las lagunas ubicadas al este del predio de la PTAR.

4.6.6 Disposición de cámaras de inspección

Según la disposición usual de las cámaras de inspección, se han ubicado con una distancia máxima aproximada de 150 m (criterio AySA). Estas se considerarán con igual cota de ingreso y salida y dispondrán de cañuelas o cojinetes. Para la alternativa de traza seleccionada, se dispondrán un total de 23 cámaras de inspección para el emisario de 1ra etapa y 16 para la traza de 2da etapa. En 2da etapa, algunas cámaras tendrán variación de dirección entre el ingreso y la salida, contabilizando una cámara con ángulo de 10°, dos con ángulo de 30° y una con ángulo de 70°. En el caso del emisario de 1ra Etapa se adicionan 2 cámaras de 90°.

En la Tabla 50 Ubicación de cámaras de inspección Emisario 1ra etapa.

X	Y	Cámaras	Prog	Dist. Parcial
			m	m
6.394.145,70	6.431.076,16	CC	0,00	
6.394.148,63	6.431.066,78	1	9,82	9,82

6.394.000,84	6.431.017,44	2	165,63	155,80
6.393.853,81	6.430.968,36	3	320,63	155,00
6.393.706,79	6.430.919,28	4	475,63	155,00
6.393.742,83	6.430.811,24	5	589,52	113,89
6.393.790,96	6.430.669,17	6	739,52	150,00
6.393.839,09	6.430.527,11	7	889,52	150,00
6.393.860,46	6.430.447,49	8	971,95	82,43
6.393.883,00	6.430.357,09	9	1065,12	93,17
6.393.976,01	6.430.339,28	10	1159,83	94,71
6.394.069,03	6.430.321,47	11	1254,54	94,71
6.394.219,01	6.430.318,84	12	1404,54	150,00
6.394.368,98	6.430.316,22	13	1554,54	150,00
6.394.520,75	6.430.313,56	14	1706,33	151,79
6.394.672,52	6.430.310,90	15	1858,12	151,79
6.394.729,54	6.430.277,98	16	1923,96	65,84
6.394.879,50	6.430.274,32	17	2073,96	150,00
6.395.029,45	6.430.270,66	18	2223,96	150,00
6.395.179,41	6.430.267,00	19	2373,96	150,00
6.395.329,36	6.430.263,34	20	2523,96	150,00
6.395.479,32	6.430.259,68	21	2673,96	150,00
6.395.629,27	6.430.256,02	22	2823,96	150,00
6.395.779,23	6.430.252,36	23	2973,96	150,00
6.395.853,27	6.430.250,56	Descarga	3048,02	74,06

Tabla 51 Ubicación de cámaras de inspección Emisario 2da etapa.

X	Y	Cámaras	Prog	Dist. Parcial
			m	m
6.393.839,09	6.430.527,11	CC	0,00	
6.393.860,46	6.430.447,49	1	85,17	85,17
6.393.883,00	6.430.357,09	2	178,35	93,17
6.393.976,01	6.430.339,28	3	273,06	94,71
6.394.069,03	6.430.321,47	4	367,76	94,71
6.394.219,01	6.430.318,84	5	517,76	150,00
6.394.368,98	6.430.316,22	6	667,76	150,00
6.394.520,75	6.430.313,56	7	819,55	151,79
6.394.672,52	6.430.310,90	8	971,34	151,79
6.394.729,54	6.430.277,98	9	1037,19	65,84
6.394.879,50	6.430.274,32	10	1187,19	150,00
6.395.029,45	6.430.270,66	11	1337,19	150,00
6.395.179,41	6.430.267,00	12	1487,19	150,00
6.395.329,36	6.430.263,34	13	1637,19	150,00
6.395.479,32	6.430.259,68	14	1787,19	150,00
6.395.629,27	6.430.256,02	15	1937,19	150,00
6.395.779,23	6.430.252,36	16	2087,19	150,00
6.395.853,27	6.430.250,56	Descarga	2161,25	74,06

se especifica su ubicación en progresiva y en coordenadas X e Y con sistema de referencia POSGAR 2007, Faja 6.

Tabla 50 Ubicación de cámaras de inspección Emisario 1ra etapa.

X	Y	Cámaras	Prog	Dist. Parcial
			m	m
6.394.145,70	6.431.076,16	CC	0,00	
6.394.148,63	6.431.066,78	1	9,82	9,82
6.394.000,84	6.431.017,44	2	165,63	155,80
6.393.853,81	6.430.968,36	3	320,63	155,00
6.393.706,79	6.430.919,28	4	475,63	155,00
6.393.742,83	6.430.811,24	5	589,52	113,89
6.393.790,96	6.430.669,17	6	739,52	150,00

6.393.839,09	6.430.527,11	7	889,52	150,00
6.393.860,46	6.430.447,49	8	971,95	82,43
6.393.883,00	6.430.357,09	9	1065,12	93,17
6.393.976,01	6.430.339,28	10	1159,83	94,71
6.394.069,03	6.430.321,47	11	1254,54	94,71
6.394.219,01	6.430.318,84	12	1404,54	150,00
6.394.368,98	6.430.316,22	13	1554,54	150,00
6.394.520,75	6.430.313,56	14	1706,33	151,79
6.394.672,52	6.430.310,90	15	1858,12	151,79
6.394.729,54	6.430.277,98	16	1923,96	65,84
6.394.879,50	6.430.274,32	17	2073,96	150,00
6.395.029,45	6.430.270,66	18	2223,96	150,00
6.395.179,41	6.430.267,00	19	2373,96	150,00
6.395.329,36	6.430.263,34	20	2523,96	150,00
6.395.479,32	6.430.259,68	21	2673,96	150,00
6.395.629,27	6.430.256,02	22	2823,96	150,00
6.395.779,23	6.430.252,36	23	2973,96	150,00
6.395.853,27	6.430.250,56	Descarga	3048,02	74,06

Tabla 51 Ubicación de cámaras de inspección Emisario 2da etapa.

X	Y	Cámaras	Prog	Dist. Parcial
			m	m
6.393.839,09	6.430.527,11	CC	0,00	
6.393.860,46	6.430.447,49	1	85,17	85,17
6.393.883,00	6.430.357,09	2	178,35	93,17
6.393.976,01	6.430.339,28	3	273,06	94,71
6.394.069,03	6.430.321,47	4	367,76	94,71
6.394.219,01	6.430.318,84	5	517,76	150,00
6.394.368,98	6.430.316,22	6	667,76	150,00
6.394.520,75	6.430.313,56	7	819,55	151,79
6.394.672,52	6.430.310,90	8	971,34	151,79
6.394.729,54	6.430.277,98	9	1037,19	65,84
6.394.879,50	6.430.274,32	10	1187,19	150,00
6.395.029,45	6.430.270,66	11	1337,19	150,00
6.395.179,41	6.430.267,00	12	1487,19	150,00
6.395.329,36	6.430.263,34	13	1637,19	150,00
6.395.479,32	6.430.259,68	14	1787,19	150,00
6.395.629,27	6.430.256,02	15	1937,19	150,00
6.395.779,23	6.430.252,36	16	2087,19	150,00
6.395.853,27	6.430.250,56	Descarga	2161,25	74,06

En la Figura 60 se puede observar la ubicación de las cámaras de inspección con círculos rojos (1ra Etapa únicamente) y lilas (1ra y 2da etapa, coincidentes). La primera cámara de cada color, de arriba hacia abajo, que se observa en la imagen es la cámara de carga del emisario en cada caso.

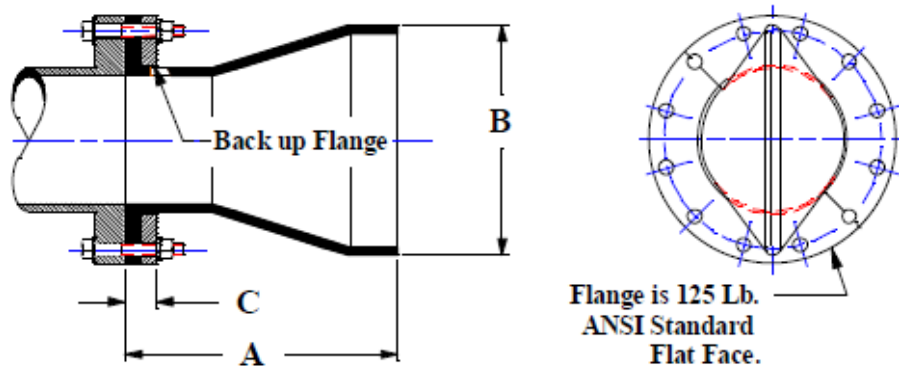


Figura 60 Ubicación de cámaras del emisario (Alternativa 1, 1ra y 2da etapa).

4.6.7 Desembocadura del emisario

Considerando el antecedente de los proyectos realizados en Gualeguaychú y Concordia, se dispondrá un tramo de 12 metros de acero galvanizado en caliente con seis ramales DN300 equidistantes, los cuales llevarán cada uno una válvula antirretorno del tipo Pico de Pato con el objetivo de evitar el ingreso de sedimentos u otros sólidos que puedan depositarse dentro del conducto en tramo final cercano a la desembocadura.

En total se colocarán seis (6) válvulas bridadas de 12" de diámetro, cuyas dimensiones se presentan en la Figura 61.



All dimensions are in inches. Weights are in Lbs.

SIZE	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	8	10	12	14
A	3.00	6.37	6.37	7.50	9.25	12.75	18.00	16.75	20.00	25.00	26.25	31.50
B	2.00	3.50	4.00	5.00	6.25	7.87	11.00	13.00	14.25	19.00	23.00	25.50
C	0.75		0.87		1.12				1.62			
Wt, lb	3	4	5	8	10	15	17	20	25	35	60	75

SIZE	16	18	20	24	30	36	42	44	48	54	60
A	32.25	38.25	44.00	49.00	60.00	65.00	66.00	72.00	73.50	97.00	100.00
B	29.00	31.50	36.00	43.00	56.00	63.00	76.00	76.00	79.50	97.00	97.00
C	1.62		1.75	1.75	1.75	2.00				2.50	
Wt, lb	120	200	300	400	600	900	1,000	1,200	1,400	1,800	

Dimensions are subject to change without notice.

Figura 61 Dimensiones de las válvulas Pico de Pato consideradas.

4.6.8 Material, diámetro y clase del conducto

La selección del diámetro y del material del conducto se ha realizado de manera simultánea ya que la condición limitante es la pérdida de carga del emisario, que debe ser lo suficientemente reducida como para mantener un nivel en cámara de carga compatible con el correcto funcionamiento de la planta de tratamiento, considerando el nivel máximo de diseño en el río Uruguay.

Se ha realizado un primer cálculo de pérdidas de carga y velocidades para diferentes diámetros, considerando tres materiales distintos: PRFV, PEAD y Hormigón. Los valores obtenidos se presentan en la Tabla 52, la Figura 62 y la Figura 63.

Tabla 52 Velocidades y pérdidas de carga totales para distintos diámetros y materiales.

DN	Velocidad [m/s] QE20			Pérdidas de carga totales [m.c.a.]		
	PRFV	PEAD	Hormigón	PRFV	PEAD	Hormigón
600	1.09	-	1.08	5.05	-	10.10
630	-	0.98	-	-	4.18	-
700	0.80	-	0.79	2.57	-	4.68
710	-	0.77	-	-	2.50	-
800	0.62	0.61	0.61	1.50	1.55	2.49
900	0.49	0.48	0.48	0.98	1.01	1.49
1000	0.39	0.39	0.39	0.71	0.73	0.99

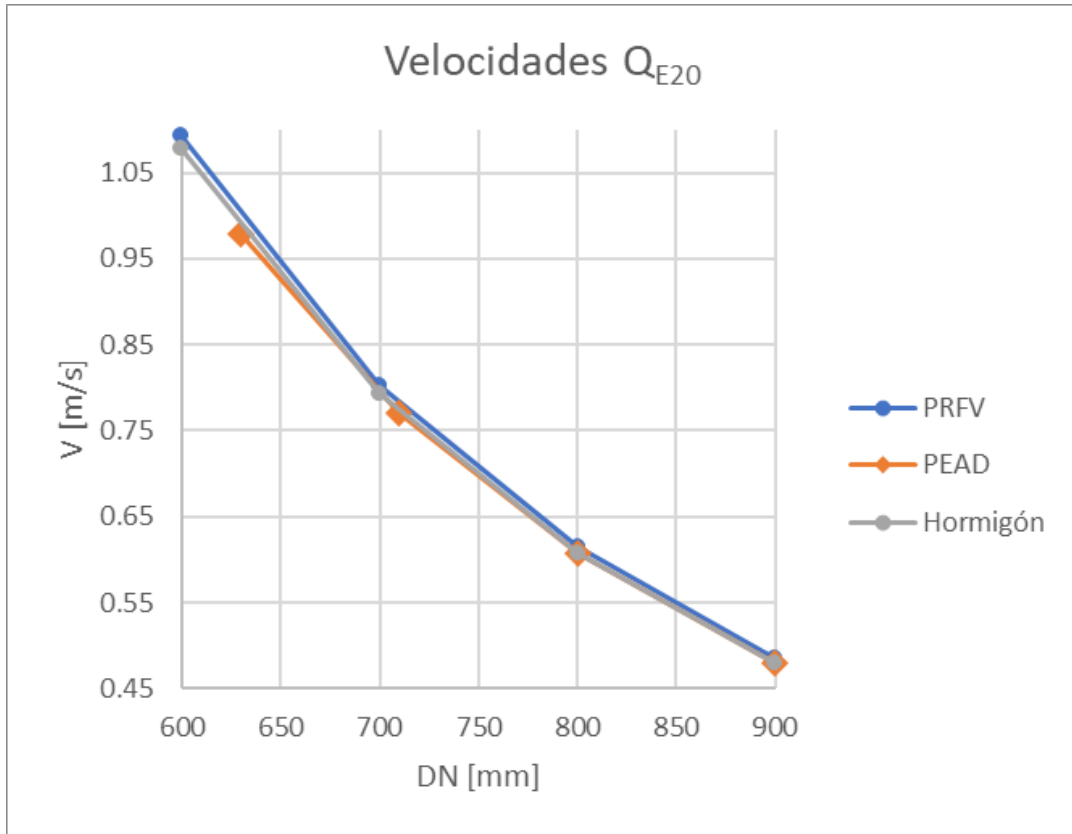


Figura 62 Velocidades en distintos materiales, para el caudal de diseño.

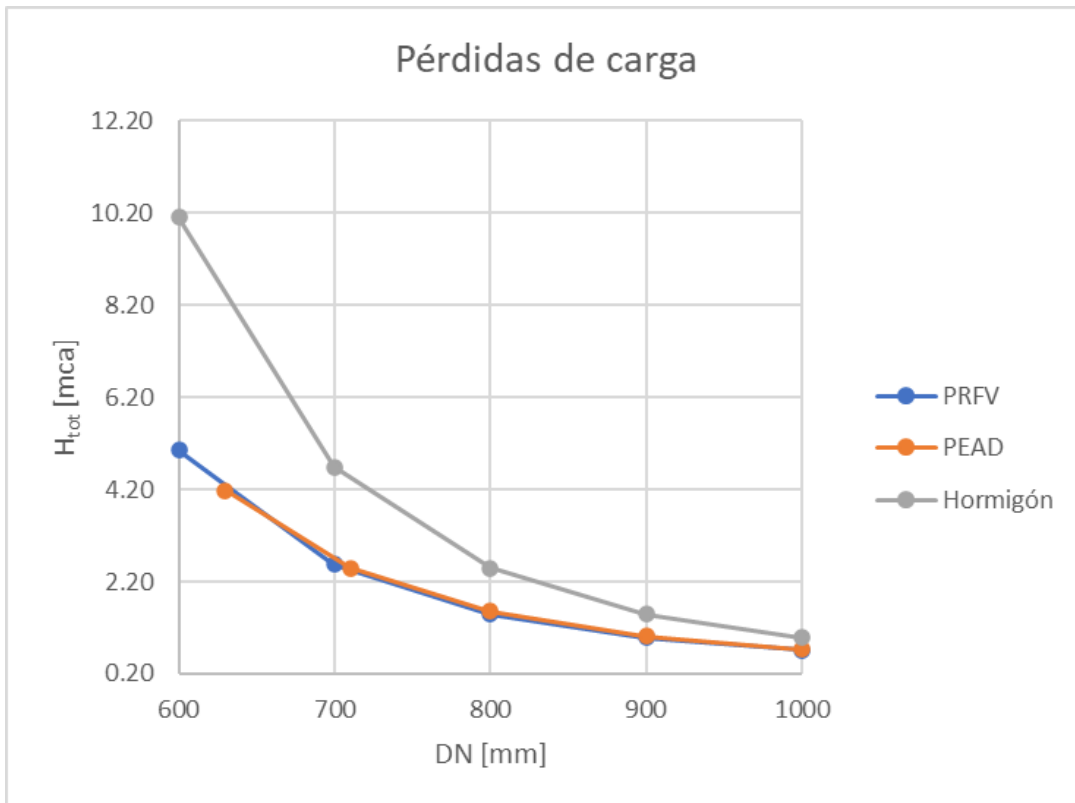


Figura 63 Pérdidas de carga en distintos materiales, para el caudal de diseño.

Allí se puede observar que las pérdidas de carga totales para tuberías de hormigón son mayores a la máxima admisible hasta un diámetro nominal de 900 mm, para el cual la velocidad es de 0,48 m/s con el máximo caudal. Por este motivo, y considerando que las velocidades serán mucho menores en el inicio del período de diseño, se descarta la alternativa de conductos de hormigón.

Los materiales PRFV y PEAD, presentan pérdidas y velocidades similares para el rango de diámetros analizados. Estos materiales presentan similitud en cuanto a su resistencia frente al contacto con líquidos que puedan ser agresivos químicamente como lo es el líquido cloacal. El PEAD presenta la ventaja de tener mayor flexibilidad, lo cual es beneficioso en el caso de proyectar emisarios subfluviales, pero no es el caso de este proyecto. Por otro lado, el PRFV presenta mejores características respecto a su rigidez y resistencia ante las diferentes cargas a las que estará sometido el conducto durante su vida útil.

Dicho esto, se adoptará PRFV al igual que en el emisario proyectado para localidad de Concepción del Uruguay dentro del marco del mismo contrato, ya que su uso está más desarrollado que el del PEAD en proyectos de saneamiento.

En cuanto al diámetro, se adopta el más reducido que verifique que las pérdidas de carga totales sean menores a la máxima admisible, es decir DN 800 mm.

En resumen, se proyectará un emisario de PRFV DN800 SN 5000 PN 6, considerando que para este tipo de uso se suele adoptar como mínimo un conducto de clase 6 (resiste hasta 60 m.c.a. de presión aproximadamente).

4.6.9 Ecuaciones utilizadas para el cálculo

Se plantea un balance de energía mediante la ecuación de Bernoulli:

$$\frac{V_i^2}{2g} + \frac{p_i}{\gamma} + z_i = \frac{V_{i+1}^2}{2g} + \frac{p_{i+1}}{\gamma} + z_{i+1} + J_L + J_f$$

Dónde:

- V_i es la velocidad media.
- p_i es la presión.
- γ es el peso específico del fluido.
- z_i es la cota.
- J_L son las pérdidas locales.
- J_f son las pérdidas friccionales.
- g es la aceleración de la gravedad, igual a 9,81 m/s².

Las pérdidas friccionales se estimaron a partir de la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$J_f = f \frac{L \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

Dónde:

- f es el coeficiente de fricción.
- L es la longitud del conducto.
- D es el diámetro interno del conducto.

Para estimar el coeficiente f , se utilizó la ecuación de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log_{10} \left(\frac{k/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right)$$

Dónde:

- k es la rugosidad absoluta. En este caso se consideró para PRFV una de rugosidad 0,029 mm.
- Re es el número adimensional de Reynolds definido de la siguiente manera:

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Siendo ν la viscosidad cinemática del agua dependiente de la temperatura.

Las pérdidas localizadas consideradas fueron las pérdidas por embocadura ($k=0,5$), las pérdidas en cámaras de inspección y las pérdidas en la desembocadura incluyendo los ramales Te y las válvulas Pico de Pato.

Las pérdidas de energía en las cámaras de inspección se estimaron mediante el método AASHTO, que se resume en las siguientes expresiones:

$$H_{Cl} = C_s (H_o + H_I + H_b)$$

$$H_o = 0,25 \left(\frac{V_2^2}{2g} \right)$$

$$H_I = 0,35 \left(\frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$H_b = k \left(\frac{V_1^2}{2g} \right)$$

Dónde:

- H_o es la pérdida de altura por contracción.
- H_I es la pérdida de altura por expansión.
- H_b es la pérdida de altura por cambio de dirección.
- C_s es un factor de corrección por el uso de cañuela, igual a 0,50.
- V_2 es la velocidad media en el colector de salida en m/s.
- V_1 es la velocidad media en el colector de entrada en m/s.
- k es un factor de corrección por pérdidas por cambio de dirección (ver Tabla 53).

Tabla 53 Valores de k para cambios de dirección en cámaras.

k	Δ°
0	0°
0,19	15°
0,35	30°
0,47	45°
0,56	60°
0,64	75°
0,7	90°
0,7	180°

Las cámaras se consideraron con igual velocidad de entrada y salida. Los caños de entrada y salida se encuentran a igual nivel en cada cámara y tendrán cañuelas o cojinetes. En segunda etapa, el emisario tendrá un total de diez (10) cámaras sin cambios de dirección ($k=0$), una (1) cámara con ángulo de 65° ($k=0,60$), una (1) cámara con ángulo de 10° ($k=0,15$), y dos (2) con ángulo de 30° ($k=0,35$). En primera etapa, se le adicionan dos (2) cámaras con ángulo de 90° ($k=0,7$)

Calculando cada tipo de pérdida y operando con la expresión de pérdida total en cámara, resulta:

$$H_{CI(0^\circ)} = 0,5 \cdot (0,25 + 0,35) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0,30 \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$H_{CI(90^\circ)} = 0,5 \cdot (0,25 + 0,35 + 0,70) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0,65 \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$H_{CI(65^\circ)} = 0,5 \cdot (0,25 + 0,35 + 0,60) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0,60 \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$H_{CI(30^\circ)} = 0,5 \cdot (0,25 + 0,35 + 0,35) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0,48 \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$H_{CI(10^\circ)} = 0,5 \cdot (0,25 + 0,35 + 0,15) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0,38 \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Las pérdidas locales por desembocadura se obtuvieron mediante la digitalización de ábacos en especificaciones técnicas de válvulas Pico de Pato. Para las válvulas de 12" seleccionadas las pérdidas son las indicadas en la Figura 64, a continuación.

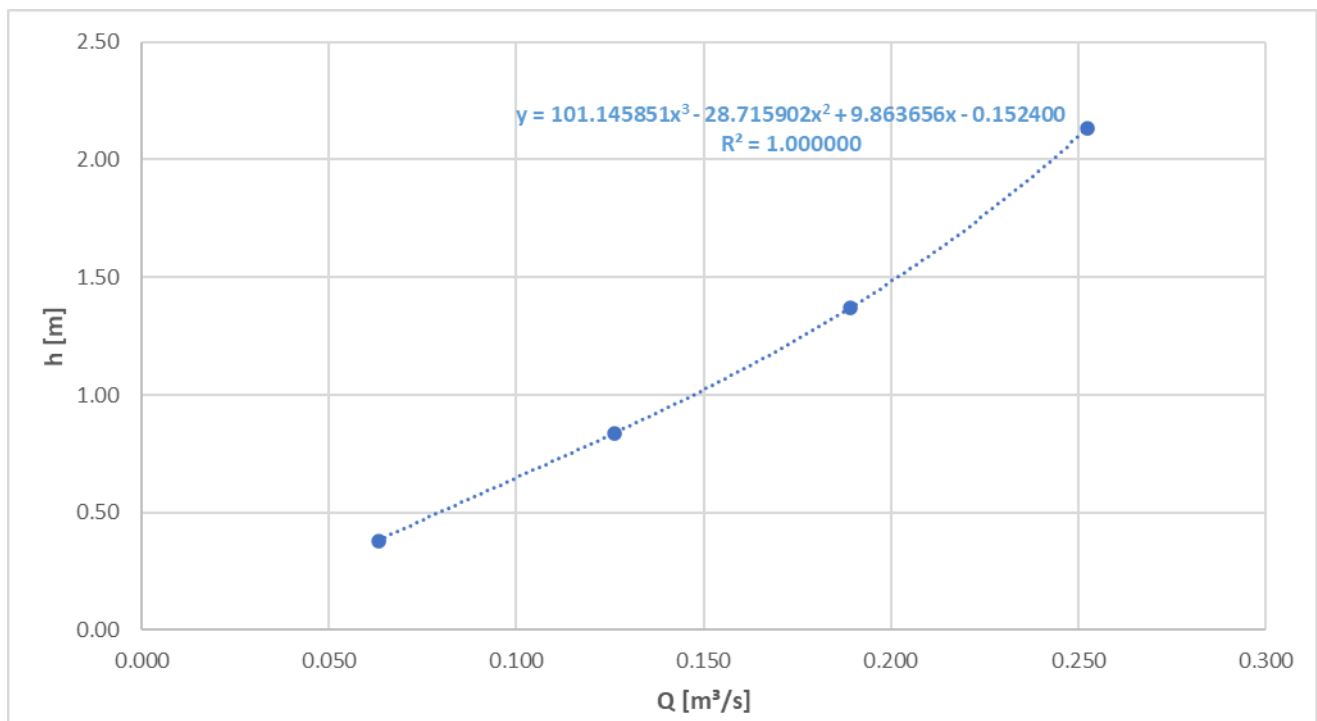


Figura 64 Pérdidas de energía en válvulas pico de pato 12" en función del caudal.

4.6.10 Perfil altimétrico

Para la definición del perfil altimétrico del emisario se contó con un relevamiento topográfico realizado por la municipalidad de Colón en una línea coincidente con la traza del emisario, excepto en sus primeros 200 metros, donde no se poseen datos.

Por otro lado, se cuenta con un Modelo Digital de Elevación (MDE) "SRTM" con una resolución de 25m descargado de la página del Instituto Geográfico Nacional. Este se ha utilizado para estimar el nivel del terreno natural y las tapadas en los 200 metros sin datos de topografía.

En una etapa posterior a la entrega del presente informe se deberá realizar un relevamiento más detallado a fin de tener una mayor precisión en el cómputo del movimiento de suelos y en los costos de la obra.

Otra limitación que se tuvo al trazar el perfil es la falta de estudios de suelos a lo largo de la traza del emisario. A pesar de que la municipalidad ha colaborado con el aporte de estudios geotécnicos antecedentes realizados en el terreno municipal donde inicia el conducto, se deberá realizar un nuevo estudio a lo largo de la traza propuesta para la entrega de la Etapa 2.

Se presentan los perfiles altimétricos de las trazas de Alternativa 1 y Alternativa 2, destacando que la alternativa seleccionada es la Alternativa 1 y la Alternativa 2 ha sido descartada en una evaluación posterior a la elaboración de dichos perfiles, por las razones desarrolladas en el apartado 4.5.

En la Figura 65 y Figura 66 se observan los perfiles de las trazas de Alternativa 1 y Alternativa 2, respectivamente.

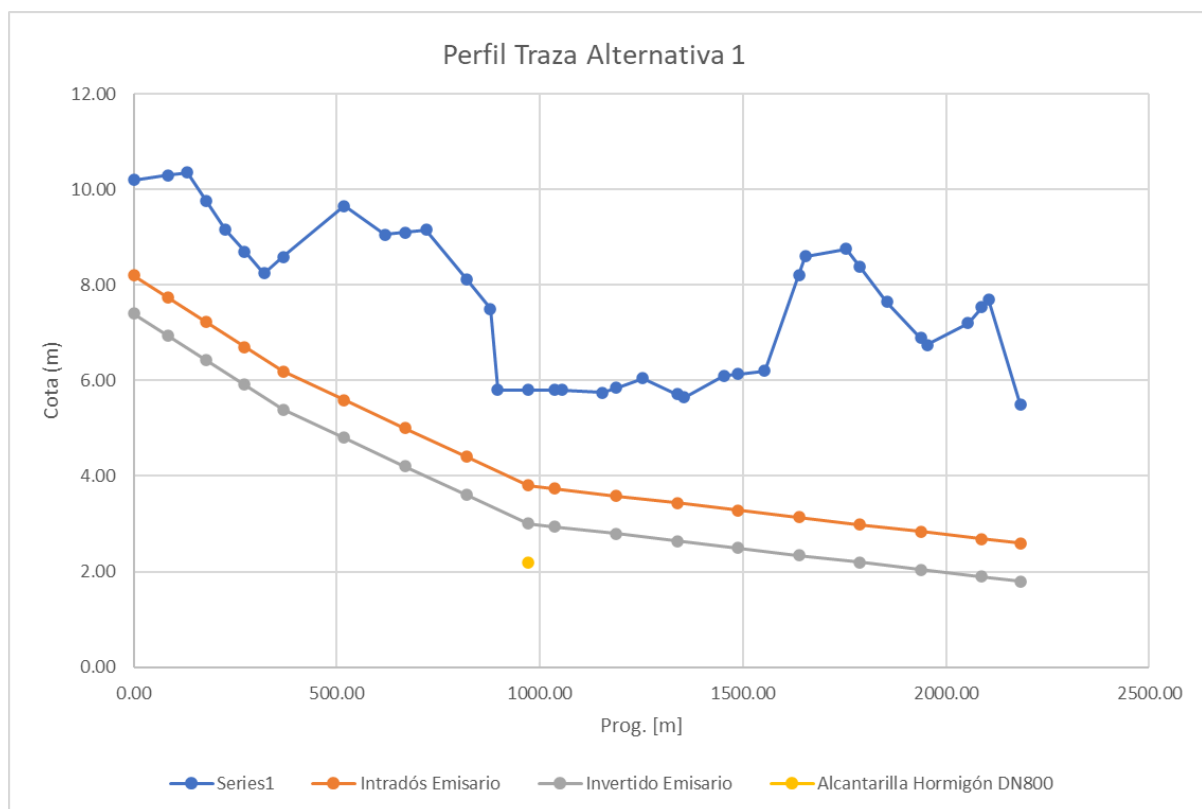


Figura 65 Perfil traza Alternativa 1 (Seleccionada).

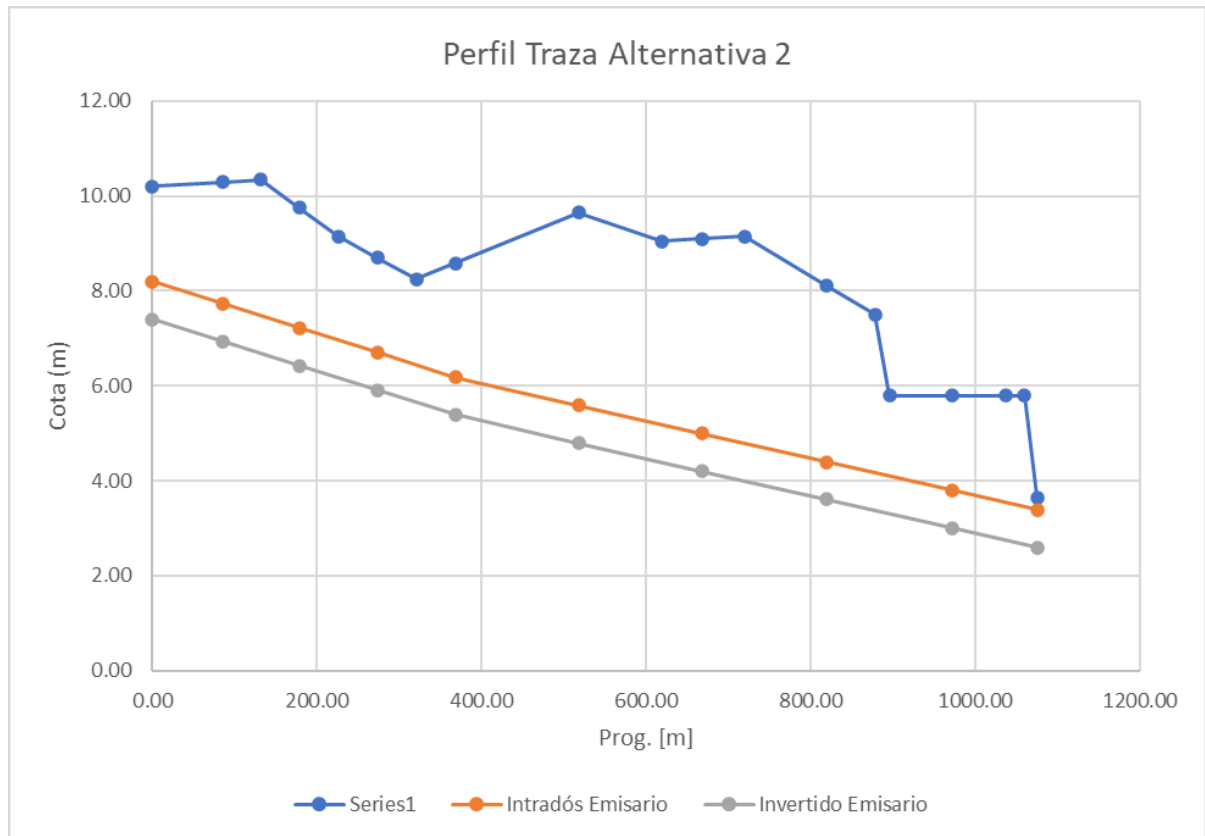


Figura 66 Perfil traza Alternativa 2 (descartada).

Asimismo, se presentan los valores de Progresiva, Cota Terreno Natural, Diámetro, Cota Intradós, Cota Invertido, Tapada, Pendiente, Ancho de zanja y Profundidad de zanja en la Tabla 54 y Tabla 55.

Tabla 54 Perfil traza Alternativa 1.

Cámaras	Prog	NT	DN	Cota intradós	Cota invertido	Tapada	Pendiente tubería	Ancho de zanja	Profundidad de zanja
	m	m	mm	m	m	m	m/m	m	m
CC	0,00	11,95	800	7,58	6,79	4,36		1,50	5,48
1	85,17	9,63	800	7,23	6,43	2,39	-0,00414	1,50	3,51
2	178,35	9,67	800	6,84	6,05	2,81	-0,00414	1,50	3,93
3	273,06	8,71	800	6,45	5,66	2,25	-0,00414	1,50	3,37
4	367,76	8,55	800	6,06	5,26	2,48	-0,00414	1,50	3,60
5	517,76	9,60	800	5,48	4,68	4,11	-0,00387	1,50	5,23
6	667,76	9,09	800	4,90	4,10	4,18	-0,00387	1,50	5,30
7	819,55	7,58	800	4,31	3,51	3,26	-0,00387	1,50	4,38
8	971,34	6,33	800	3,72	2,93	2,59	-0,00387	1,50	3,71
9	1037,19	5,78	800	3,66	2,86	2,11	-0,00100	1,50	3,23
10	1187,19	5,84	800	3,51	2,71	2,32	-0,00100	1,50	3,44
11	1337,19	5,74	800	3,36	2,56	2,37	-0,00100	1,50	3,49
12	1487,19	6,13	800	3,21	2,41	2,91	-0,00100	1,50	4,03
13	1637,19	8,09	800	3,06	2,26	5,02	-0,00100	1,50	6,14
14	1787,19	8,43	800	2,91	2,11	5,51	-0,00100	1,50	6,63
15	1937,19	6,94	800	2,76	1,96	4,17	-0,00100	1,50	5,29
16	2087,19	7,49	800	2,61	1,81	4,87	-0,00100	1,50	5,99
Descarga	2161,25	0,61	800	2,53	1,74	-1,94	-0,00100	1,50	-0,81

Tabla 55 Perfil traza Alternativa 2.

Cámaras	Prog	NT	DN	Cota intradós	Cota invertido	Tapada	Pendiente tubería	Ancho de zanja	Profundidad de zanja
	m	m	mm	m	m	m	m/m	m	m
CC	0.00	11.95	800	7.58	6.79	4.37		1.50	5.49
1	85.17	9.63	800	7.23	6.43	2.40	-0.0041	1.50	3.52
2	178.35	9.67	800	6.84	6.05	2.83	-0.0041	1.50	3.95
3	273.06	8.71	800	6.45	5.66	2.26	-0.0041	1.50	3.38
4	367.76	8.55	800	6.06	5.26	2.49	-0.0041	1.50	3.61
5	517.76	9.60	800	5.48	4.68	4.12	-0.0039	1.50	5.25
6	667.76	9.09	800	4.90	4.10	4.20	-0.0039	1.50	5.32
7	819.55	7.58	800	4.31	3.51	3.27	-0.0039	1.50	4.40
8	971.34	6.33	800	3.72	2.93	2.60	-0.0039	1.50	3.72
Descarga	1075.15	3.65	800	3.32	2.53	0.33	-0.0039	1.50	1.45

El perfil de la Alternativa 1 se definió utilizando la pendiente mínima necesaria para mantener una tapada mínima de 2 metros en toda su extensión. El conducto comienza con una tapada de 4,36 metros en la cámara de carga (debido a que la cámara de contacto se encuentra sobre un terraplén), y se extiende hasta la progresiva 367,76 con pendiente constante de 4,1‰. Luego de dicha progresiva se continúa con una pendiente constante 3,8‰ hasta la progresiva 971,34, unos 25 metros antes del cruce con la alcantarilla de hormigón DN800. Esta actualmente tiene una cota de extradós de 3,65 m, y es necesario profundizarla 1,45 m para llevarla a una cota de 2,20 m. De esta forma el emisario pasará sobre la alcantarilla, dejando una distancia libre de un diámetro entre ambos conductos. Luego, el conducto tiene un tramo de pendiente constante igual a 1‰ hasta la descarga.

En esta propuesta, la tapada máxima del conducto se dará en la progresiva 1787,19 y será de 5,51m.

El perfil de la Alternativa 2 coincide con la Alterativa 1 hasta la progresiva 971,34, y continúa con pendiente 4‰ hasta la descarga en la laguna. Si bien en la imagen satelital se observa que el conducto atraviesa la ruta, en ese punto se encuentra elevada por la presencia del puente internacional, y esta no representa una interferencia. La tapada máxima en este caso sería de 4,37 m.

4.6.11 Implementación de modelo SWMM

Se ha implementado una modelación hidráulica del emisario con el software SWMM (Storm Water Management Model), desarrollado por la Agencia de Protección del Ambiente de Estados Unidos (U.S.EPA, 2011). Se trata de un modelo para el análisis y diseño de sistemas de drenaje urbano, de referencia internacional y de dominio público. Este permite simular la propagación del flujo a través de conductos de secciones regulares de diversos tipos, contemplando efectos de remanso, flujo a superficie libre, flujo a presión o sobrecarga, flujos inversos, etc.

El objetivo de la modelación en SWMM es conocer el perfil de la línea piezométrica del emisario, verificando el nivel máximo en la cámara de carga, y conocer también las velocidades punto a punto en el emisario tanto para la condición de máximo caudal y máximo nivel en el cuerpo receptor como para el escenario de caudal mínimo y un nivel medio en el cuerpo receptor.

4.6.11.1 Parámetros de modelación

Los parámetros ingresados al modelo son la geometría del emisario, mediante su diámetro y cotas de invertido en las cámaras de inspección; el material del conducto, mediante la rugosidad de Manning; las pérdidas localizadas de embocadura, cámaras, y desembocadura, mediante los coeficientes k; el caudal y el nivel en la descarga en cada escenario planteado.

A continuación se presenta un listado de los parámetros indicados:

- Diámetro: se cargó el diámetro interno de la tubería de PRFV DN800, SN 5000, PN 6, igual a 0.794 m.
- Material: se cargó el coeficiente de Manning asociado al PRFV, igual a 0,01.
- Pérdidas localizadas:
 - Embocadura: se adoptó $k=0,5$ en la cámara de carga.
 - Cámaras de inspección: se adoptó $k=0,15, 0,30, 0,33, 0,24, \text{ y } 0,19$ en el ingreso y salida de los conductos vinculados por cámaras con cambios de dirección de $0^\circ, 60^\circ, 90^\circ, 30^\circ$ y 10° , respectivamente.
 - Desembocadura: dado que las pérdidas localizadas allí están dadas por la pérdida del tramo difusor que posee ramales Te y válvulas Pico de Pato, estas dependen del caudal. Se adoptó $k=14,92$ en el Escenario 1 y $k= 2,90$ para el Escenario 2.

- Pérdidas de carga generalizadas: se seleccionó la metodología de cálculo de Darcy-Weisbach en el modelo.
- Tiempo de corrida: 3 hs.
- Intervalo de cálculo: 5 segundos.
- Intervalo de reportes: 2 minutos.

Los caudales y niveles de descarga se indican más adelante en la descripción de escenarios.

La topología del modelo se puede ver en la Figura 67, con la identificación de los tramos y cámaras.

Allí se observa el conducto subdividido en 24 tramos denominados “links” (líneas), vinculados por puntos de unión denominados “junctions” (puntos) coincidentes con la cámara de carga y las cámaras de inspección, y un punto de descarga denominado “outfall” (triángulo).



Figura 67 Topología del modelo SWMM.

A continuación se presenta una breve descripción de cada escenario planteado y los resultados obtenidos en cada uno de ellos.

4.6.11.2 Escenario 1

Este escenario consiste en el planteo de las siguientes condiciones de borde:

- Caudal máximo horario (Q_{E20}), igual a $0,305 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Nivel fijo en la descarga = $10,05 \text{ m}$, asociado a un tiempo de recurrencia de 45 años aproximadamente y coincidiendo, con tolerancia de 1 cm , con la mayor crecida histórica observada.

A continuación se presentarán los resultados de la modelación en SWMM, los cuales se muestran para el instante final de la corrida. Si bien realizó una corrida de 3 horas de duración, al tratarse de condiciones de borde constantes, los resultados presentados son los mismos en toda la duración de la modelación, a excepción de los primeros segundos de corrida donde se estabiliza el modelo.

En la Figura 68 se presenta el gráfico del perfil del conducto modelado, donde se puede observar la línea piezométrica. Allí se puede ver que en esta condición, que es la más desfavorable en cuanto a niveles en la cámara de carga, se produce un nivel máximo de 11,53 m. Esto deja unos 42 cm de margen hasta la cota 11,95 m, límite a partir del cual se interfiere en el funcionamiento hidráulico de la PTAR.

Los niveles piezométricos también se pueden observar en la Figura 70, clasificados por rango de color.

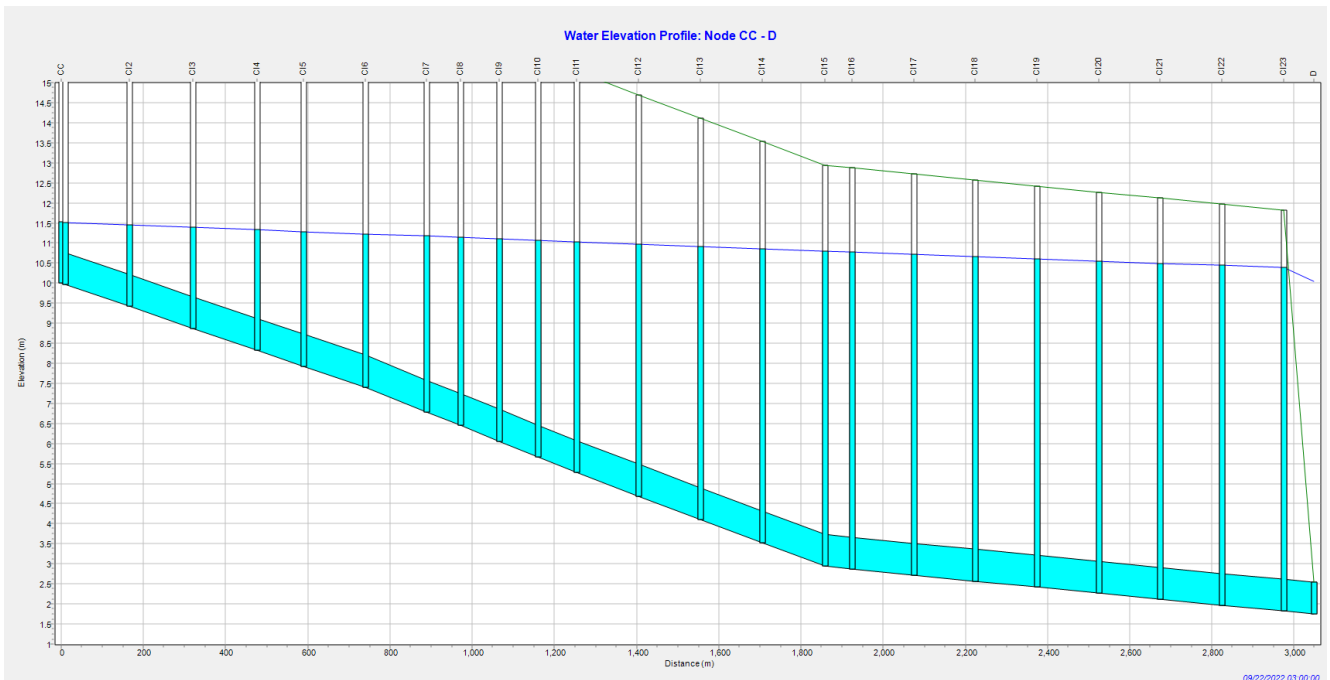


Figura 68 Perfil conducto y línea piezométrica. Escenario 1.

En la Figura 69 se presenta el mapa de valores de velocidad, la cual es igual y constante en todos los tramos modelados por tratarse de la misma sección transversal del conducto. La velocidad es de 0,62 m/s, lo cual resulta admisible.



Figura 69 Mapa de valores de velocidad en conductos. Escenario 1.



Figura 70 Mapa de valores de nivel piezométrico en nodos. Escenario 1.

En la Figura 71 se presenta el caudal ingresante en cada nodo modelado, a modo de verificación del caudal introducido al modelo.



Figura 71 Mapa de valores de caudal ingresante en nodos. Escenario 1.

4.6.11.3 Escenario 2

Este escenario consiste en el planteo de las siguientes condiciones de borde:

- Caudal de autolimpieza (Q_{L0}), igual a $0,100 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Nivel fijo en la descarga = $2,25 \text{ m}$, asociado a una frecuencia de superación del 50% en las crecidas observadas desde el año 2003.

Cabe la misma consideración que en el Escenario 1 respecto a la presentación de resultados en el instante final de la corrida. Este escenario se ha realizado con el objetivo de conocer las velocidades que se producirán en el conducto, previendo que este funcionará parcialmente a presión y parcialmente a superficie libre.

En la Figura 72 se presenta el gráfico del perfil del conducto modelado, donde se puede observar la línea piezométrica. Allí se puede observar que el conducto funciona a superficie libre en toda su longitud y presenta una curva de remanso en el último tramo, condicionado por el nivel del río Uruguay.

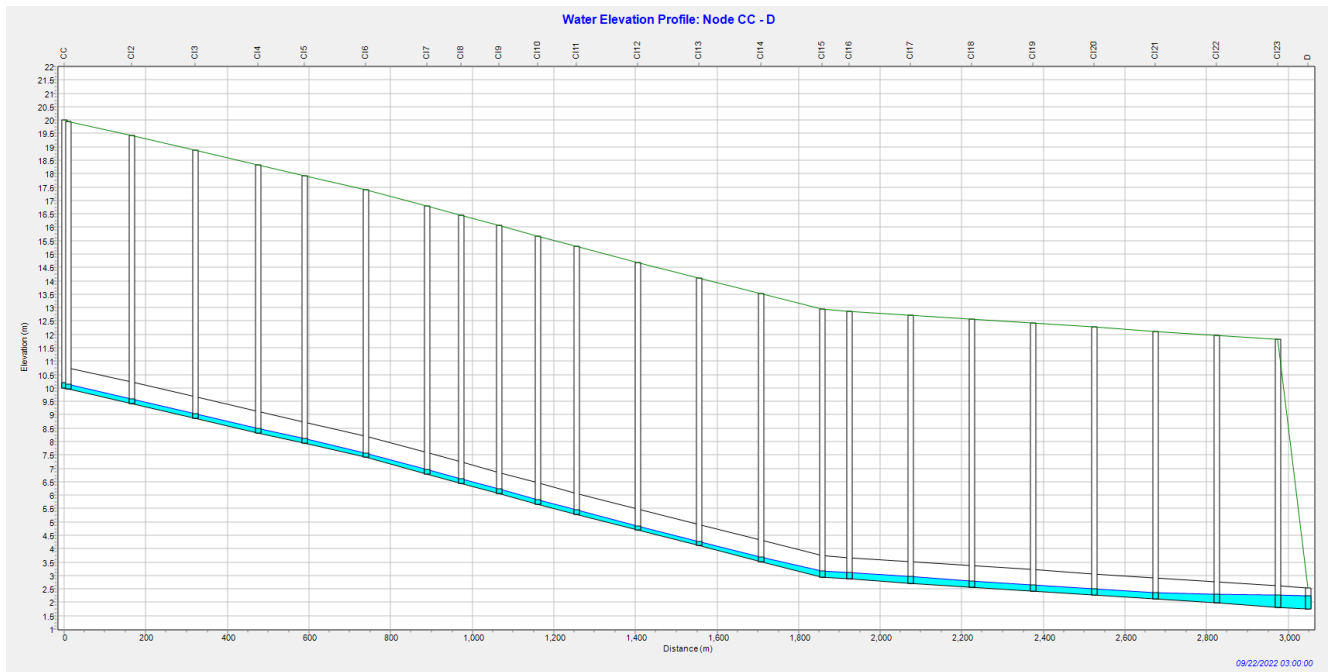


Figura 72 Perfil conducto y línea piezométrica. Escenario 2.

Las velocidades se pueden observar en la Figura 73, clasificadas por un mapa de colores. Allí se observa que la velocidad máxima alcanza 1,32 m/s en la primera parte del conducto, lo cual resulta admisible.

Luego la velocidad se reduce a 0,30 m/s en la parte final del conducto, donde la pendiente es menor. Ante este valor de velocidad se realizan las siguientes consideraciones:

- Esta situación se producirá sólo en un caso extremo en el primer año de funcionamiento.
- La velocidad en el conducto irá aumentando año a año progresivamente a medida que vaya incrementándose el caudal, debido al aumento de la población servida.
- El conducto se diseña para transportar efluente tratado con una cantidad de sólidos sedimentables muy reducida.
- El esfuerzo traccional calculado a partir del caudal mínimo, el diámetro del conducto y la menor pendiente adoptada para el conducto, resulta igual a 0,13 kg/m², lo cual se considera admisible.

Bajo las consideraciones previas, se considera admisible dicha velocidad mínima.



Figura 73 Mapa de valores de velocidad en conductos. Escenario 2.

Al igual que en el escenario anterior, se presenta en la Figura 74 el mapa de valores de nivel piezométrico en cada nodo. Asimismo, en la Figura 75 se presenta el caudal ingresante en cada nodo modelado, a modo de verificación del caudal introducido al modelo.



Figura 74 Mapa de valores de nivel piezométrico en nodos. Escenario 2.



Figura 75 Mapa de valores de caudal ingresante en nodos. Escenario 2.

5. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO DE LAS OBRAS PROYECTADAS

Se ha elaborado un cómputo y presupuesto detallado de las obras proyectadas, desagregado en ítems que se han determinado en cada caso mediante un análisis de precios, y partiendo de los parámetros presentados en la Tabla 56.

Tabla 56 Parámetros generales para elaboración de presupuesto.

Fecha PR (elaboración del presupuesto)	6/2/2023
Precios base	oct-22
Tasa de cambio Dólar	\$ 157.25
Tasa de cambio Euro	\$ 151.50
Horas Trabajadas por día Mano de Obra	8
Días trabajados al mes	22
Horas Trabajadas por día Equipos	6.67
Tasa anual de Interes al Capital	6%
Consumo Específico	0.125
Costo litro GasOil (Sin IVA)	149.89
Porcentaje Rep. y Repuestos	80.00%
Porcentaje Lubricantes	25.00%
Porcentaje Indirectos	1.64
Clase PR (Según AACE)	IV

En la los cuales se calculan en detalle en el documento UEP-CDU-PTAR-001, que se entrega como parte de la documentación complementaria del presente informe. La estimación de los costos se ha definido de acuerdo a la Clase 3 según el sistema de clasificación de las prácticas recomendadas por la AACE N°18R-97, es decir, con un valor entre +20% y -15%.

Tabla 57 se presenta la planilla de cómputo y presupuesto con un resumen de precios por ítem incluyendo un coeficiente de pase de 1,64, los cuales se calculan en detalle en el documento UEP-CDU-PTAR-001, que se entrega como parte de la documentación complementaria del presente informe. La estimación de los costos se ha definido de acuerdo a la Clase 3 según el sistema de clasificación de las prácticas recomendadas por la AACE N°18R-97, es decir, con un valor entre +20% y -15%.

Tabla 57 Planilla de cómputo y presupuesto.

UEP-COL-PTAR-PR-001							
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UN.	CANT.	PRECIO UNITARIO [\$/UN]	PRECIO PARCIAL [\$]	PRECIO PARCIAL [USD]	INC
1 TAREAS GENERALES					44,180,100	280,955	3.26%
1.1	Movilización e Instalación de Obrador	gl	1	44,180,100	44,180,100	280,955	3.26%
2 PROYECTO EJECUTIVO					25,426,630	161,696	1.87%
2.1	Ingeniería de Detalle, Estudios Ambientales y Manual de Operación y Mantenimiento	gl	1.0	22,171,865	22,171,865	140,998	1.63%
2.2	Replanteo y nivelación	gl	1.0	3,254,765	3,254,765	20,698	0.24%
3 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES					764,834,683	4,863,814	56.39%
3.1 Obra básica					31,870,206	202,672	2.35%
3.1.1	Desbosque, Destronque, Limpieza y Nivelación de terreno	ha	16.5	368,599.39	6,081,890	38,677	
3.1.2	Cerramiento del predio y porton de ingreso	m	4000.0	4,856	19,423,048	123,517	
3.1.3	Camino de ingreso y playa de maniobras de camiones atmosfericos	m ²	3670.0	1,734	6,365,268	40,479	
3.2 Sistema de ingreso y Pretratamiento					10,753,376	68,384	0.79%
3.2.1	Estructura de Hormigon - Camara carga y Canal rejas+Parshall	m ³	30.0	172,708.70	5,181,261	32,949	
3.2.2	Equipamiento Reja Manual	ud	2.0	653,974.29	1,307,949	8,318	
3.2.3	Estructura de Hormigon - Canaleta Camiones	m ³	20.0	172,708.70	3,454,174	21,966	
3.2.4	Equipamiento Trat. Cam Atm	gl	1.0	809,992.49	809,992	5,151	
3.3 Lagunas					711,954,372	4,527,532	52.49%
3.3.1	Excavación de Laguna	m ³	100845.0	2,123	214,140,517	1,361,784	
3.3.2	Terraplenes	m ³	83071.0	3,494	290,279,402	1,845,974	
3.3.3	Impermeabilizacion con Suelo Cemento	m ²	18421.1	2,578	47,497,186	302,049	
3.3.4	Camara de Ingreso a Lagunas	ud	3.0	537,738	1,613,215	10,259	
3.3.5	Vertedero	ud	27.0	719,351	19,422,472	123,513	
3.3.6	Excavación y relleno cañerías	m	5300.0	2,488	13,186,781	83,859	
3.3.7	Provisión y Colocación de Cañería de PVC 250mm CLASE 6	m	620.0	27,234	16,884,824	107,376	
3.3.8	Provisión y Colocación de Cañería de PVC 400mm CLASE 6	m	250.0	69,210	17,302,504	41,736	
3.3.9	Provisión y Colocación de Cañería de PVC 500mm CLASE 6	m	300.0	108,204	32,461,057	206,430	
3.3.10	Provisión y Colocación de Cañería de PRFV 800mm SN 5000 PN 6	m	325.0	135,489	44,033,954	280,025	
3.3.11	Bocas de Registro	ud	41.0	369,084	15,132,459	96,232	
3.4 Cámara de contacto y Local de cloración					10,256,729	65,226	0.76%
3.4.1	Estructura de Hormigon	m ³	38.0	172,709	6,562,931		
3.4.2	Equipamiento de Cloracion	gl	1.0	1,307,977	1,307,977	8,318	
3.4.3	Local de Cloración	gl	1.0	2,385,820	2,385,820	15,172	
4 EMISARIO					521,896,459	3,318,896	38.48%
4.1	Excavación en zanja en cualquier tipo de terreno y profundidad considerando ancho de zanja y profundidad excavada, ejecución de colchon de arena , relleno, compactación, retiro de suelo sobrante, aporte de material granular y repaso final.	m3	20904.21	3,461	72,345,591	460,067	5.33%
4.2	Provisión y colocación de cañería PRFV ø800mm SN 5000 PN 6, incluido colocación de geotextil, sellado de caños en bocas de registro y prueba hidraulica	ml	3048.02	135,489	412,973,458	2,626,222	30.45%
4.3	Cámaras de inspección herméticas de hormigón diametro interno 1,20 m altura total hasta 6,00 m	ud	23	952,544	21,908,509	139,323	1.62%
4.4	Tramo difusor del emisario en punto de vuelco	gl	1	12,093,110	12,093,110	76,904	0.89%
4.5	Obra de desborde	gl	1	1,698,114	1,698,114	10,799	0.13%
4.6	Obra de protección de margen, incluye provisión y colocación de protección de márgen con gaviones tipo colchón y geotextil.	gl	1	877,677	877,677	5,581	0.06%
TOTAL					1,356,337,872	8,625,360	100%

6. CARPETA DE ENTREGABLES

El presente documento se entrega como parte de una carpeta que contiene la siguiente estructura y contenido:

1. Informe: Contiene el presente informe en formato editable y en PDF.
2. Documentación gráfica
 - 2.1. Planos
 - 2.1.1. Editables
 - 2.1.2. PDF
 - 2.2. Mapas GIS
 - 2.2.1. Editables
 - 2.2.2. PDF
3. Planillas
 - 3.1. Cómputo y presupuesto
 - 3.2. Plan de trabajos y Curva de inversiones
4. Antecedentes: Contiene documentación antecedente, recopilada y ordenada en subcarpetas e índice de archivos.
5. Modelación SWMM: Contiene los archivos de modelación hidráulica del emisario para los distintos escenarios planteados, y un índice de archivos con la descripción de cada archivo.
6. Especificaciones técnicas: contiene documento de texto en formato editable y en PDF con las especificaciones técnicas generales y particulares asociadas a las obras proyectadas.

7. CONCLUSIONES

En el presente informe se ha cumplido con las tareas requeridas por los términos de referencia en correspondencia con la denominada Etapa 1 del Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales y Emisarios de la localidad de Colón.

A continuación, se listan las tareas realizadas de manera resumida:

- Recopilación de documentación antecedente y análisis de la información disponible como apoyo para realizar el diseño de la PTAR y Emisario.
- Descripción y diagnóstico de la situación actual de saneamiento, para tomar como referencia ante las mejoras sustanciales que implican las obras proyectadas en la calidad de vida de los habitantes y en la calidad del ambiente.
- Análisis y selección de alternativas de PTAR con tratamiento con Lagunas de Estabilización, planteando tres (3) variantes en cuanto al layout de la misma y su ejecución por etapas.
- Descripción de las obras de la planta de tratamiento.
- Dimensionamiento de procesos y cálculos hidráulicos para la definición de las unidades componentes del tratamiento mediante lagunas de estabilización, y sus obras complementarias.
- Análisis de alternativas de emisario, planteando tres (3) variantes en el trazado y dos ubicaciones del punto de vuelco.
- Selección de alternativas de trazado a partir de un análisis conceptual y el estudio del impacto en la calidad del agua mediante la modelación matemática del cuerpo receptor en cada caso y la verificación de los parámetros de vuelco y su dispersión.
- Descripción de las componentes del emisario, planteo y selección de alternativas de diámetro y material del mismo para la traza seleccionada mediante su cálculo hidráulico y modelación hidráulica.
- Cómputo y presupuesto, incluyendo un análisis de precios de cada ítem definido para las obras para la alternativa seleccionada de PTAR y Emisario.

Además, se realiza una entrega complementaria a este documento, detallada en el capítulo **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, incluyendo la siguiente documentación:

- Especificaciones técnicas de la planta y el emisario, de tal manera que puedan conformarse luego los legajos técnicos de un proceso licitatorio posterior de “Diseño, Construcción y Operación y Mantenimiento”.
- Documentación gráfica de las obras en formato PDF y editables para la conformación de los legajos técnicos del proceso licitatorio mencionado previamente.
- Plan de trabajos estimado.

Finalmente, las obras proyectadas como resultado de las evaluaciones técnicas y económicas realizadas consisten en:

- Ejecución de una Planta de Tratamiento de Lagunas de Estabilización ejecutada por etapas. En primera etapa se dispondrán tres (3) líneas de tratamiento compuestas cada una por una Laguna Anaeróbica y dos Lagunas Facultativas, con unidad de Rejas previa y seguidas de una Cámara de Contacto para realizar la desinfección del efluente tratado. En segunda etapa se adicionará una Laguna Facultativa, que será común a las tres líneas de tratamiento y se

reubicará la Cámara de Contacto de tal forma que se encuentre aguas debajo de la última Laguna Facultativa. La laguna y la Cámara de Contacto de segunda etapa se ubicarán en un terreno que pertenece a la municipalidad actualmente, mientras que el resto de las unidades y la cámara de contacto de primera etapa se ubicarán en los predios que adquirirá el municipio.

- Ejecución de un Emisario de PRFV - SN 5000 - PN 6 de un diámetro nominal de 800 mm, con una longitud total de 3.048 metros en primera etapa y 2.162 metros en segunda etapa entre la Cámara de Carga y la descarga en la margen derecha del río Uruguay, inmediatamente aguas arriba del puente internacional Colón – Paysandú.

El presupuesto determinado para la ejecución de las obras es de \$ 1.356.337.872, y equivalente a USD 8.625.360.

INFORME DE AVANCE N° 1 PROYECTO TRASLADO DE LAGUNAS DE EFLUENTES CLOCALES

Introducción: el día 10-11-12 se realizó una recorrida por el predio perteneciente a la escuela agro técnica a los fines de realizar un relevamiento exploratorio para determinar la aptitud forestal del predio. Estuvieron presentes por el Municipio de Colon, los Ing. Roberto Bergara y Claudio Lara y personal de obras públicas con el apoyo de una retro pala. Por la escuela aerotécnica estuvieron presentes el Sr. Lino Udrizar y la Ing. Sonia Garín.

Desarrollo:

Se realizaron 4 pozos de cateo en los cuales se determinó el perfil del suelo y la distancia a la capa arcillosa u horizonte B según se indican en la imagen.



Pozo N°1:

EL entorno presenta renovales achaparrados de espinillos (acacia caven) y es la continuación de un blanquizal (suelo calcáreo) que se observa en la imagen en los predios linderos del sur. Según los comentarios del Sr. Lino Udrizar en algunos lugares de este sector hay afloramientos rocosos, que en el presente relevamiento no se pudieron apreciar. En cuanto a la vegetación superficial se presentan algunos pastos pobres debido a la falta de precipitaciones y al tipo de suelo.

El horizonte A se presenta como un suelo franco arcilloso del tipo vertisol, su coloración es gris oscura y tiene una profundidad de 70 a 80 cm, luego de lo cual se encuentra el horizonte B con un suelo arcilloso del tipo greda de color marrón claro, con intrusiones calcáreas muy plástico

Su potencial productivo es para desarrollar ganadería extensiva con baja carga.



Vista de la vegetacion caracteristica



Vista de la excavacion de cateo

Pozo N°2:

EL entorno presenta renovales de espinillos (acacia caven), arbustivas tales como chilcas del genero bacharis y algunos ejemplares de eucaliptus de un lote forestal implantado por la escuela hace ya unos años. En cuanto a la vegetación superficial se presentan algunos pastos con desarrollo moderado. Comparativamente al lote anterior se presenta con mayor cobertura de vegetación.

El horizonte A se presenta como un suelo franco arenoso del tipo entisol, suelto al tacto, su coloración es marrón claro y tiene una profundidad de 70 cm, luego de lo cual se encuentra el horizonte B con un suelo arcilloso plástico de color marrón oscuro, con intrusiones de mineral de hierro.

Su potencial productivo es para desarrollar ganadería extensiva con carga moderada, pasturas y forestaciones que fue el uso histórico asignado a este lote.



Vista de la vegetacion caracteristica



Vista de la excavacion de cateo

Pozo N°3:

EL entorno presenta pastizales que son utilizados por el ganado, en las cercanías hay un corral. No hay presencia de árboles ni de arbustos.

El horizonte A se presenta como un suelo arcilloso del tipo vertisol, compacto, su coloración es negra y tiene una profundidad de 70 cm, luego de lo cual se encuentra el horizonte B con un suelo arcilloso plástico de color marrón oscuro, con intrusiones de calcio.

Su potencial productivo es para desarrollar ganadería extensiva con carga moderada y pasturas que es el uso histórico asignado a este lote.



Vista de la vegetacion caracteristica

Vista de la excavacion de cateo

Pozo N°4:

EL entorno presenta pastizales que son utilizados por el ganado, hay poca presencia de árboles y de arbustos.

El horizonte A se presenta como un suelo arcilloso del tipo vertisol, compacto, su coloración es negra y tiene una profundidad de 75 cm, luego de lo cual se encuentra el horizonte B con un suelo arcilloso plástico de color marrón claro, con intrusiones de calcio.



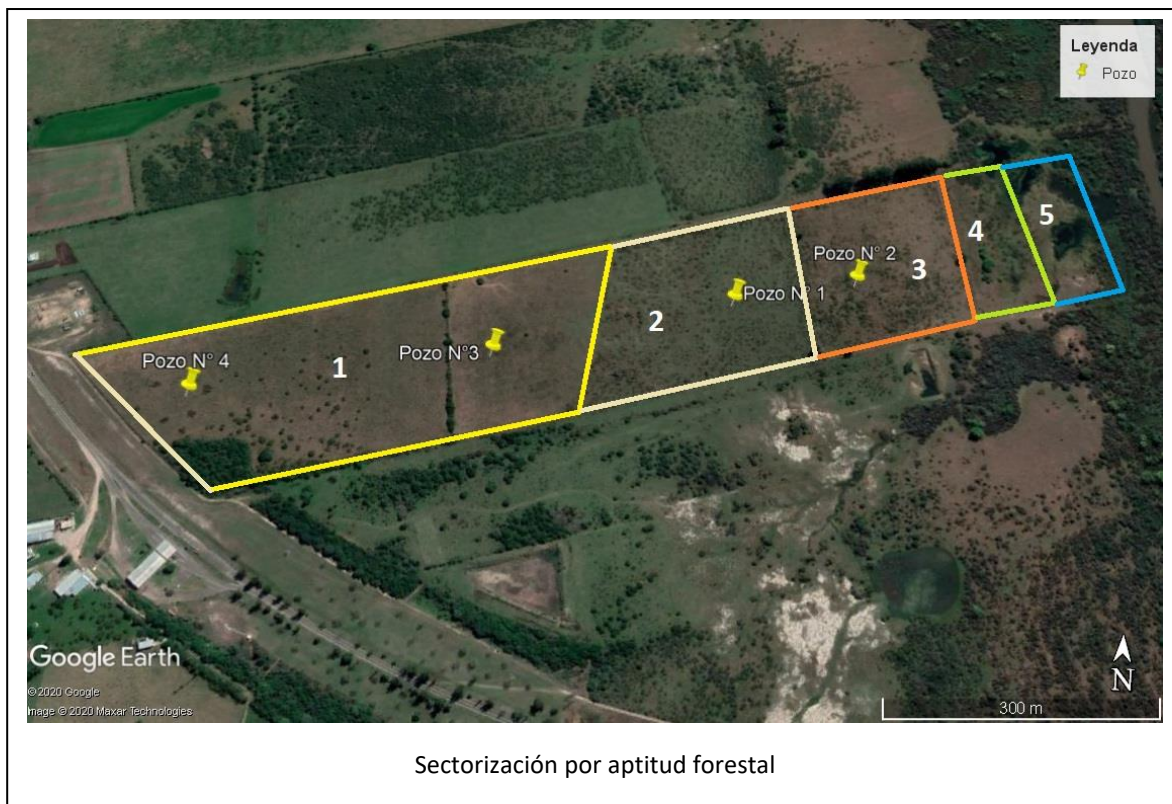
Vista del comienzo de la excavacion

Vista de la excavacion de cateo

Su potencial productivo es para desarrollar ganadería extensiva con carga moderada y pasturas que es el uso histórico asignado a este lote.

Sectorización:

De acuerdo a los resultados de los pozos de cateo y del intercambio de opiniones entre los profesionales intervinientes podemos realizar una sectorización del predio de acuerdo a su aptitud forestal.



Sector N°	Superficie (Has.)	Aptitud forestal	Atura
1	18	Buena aptitud tanto para pinos o álamos	Arriba cota 10.00
2	8	Aptitud regular	Arriba cota 9.00
3	7	Muy buena aptitud	Arriba cota 10.00
4	3.6	Mala aptitud solo para sauces	Debajo cota 9.00
5	3.9	Mala aptitud solo para humedales de flujo libre	Debajo cota 9.00

Del análisis de la tabla surge que hay una superficie disponible aproximada para forestar de 33 has, mientras que las restantes 7 has, se pueden utilizar para descargar los remanentes del riego para terminar de afinar el efluente antes de que ingrese a un curso superficial, con lo que la superficie total es de 40 hectáreas, lo que permitiría absorber un caudal superior a los 3500 m³/día que equivaldría a el 50 % del caudal actual que está ingresando al sistema de tratamiento para una modalidad de efluente cero, o el total del caudal actual asumiendo un vuelco reducido al curso superficial, utilizando el lote forestal como sistema terciario de tratamiento .

Inundabilidad:

De acuerdo al análisis de imágenes satelitales se pudo constatar que el predio en estudio no es inundable para crecientes del orden de los 9.00 metros (cota referida al puerto de Colon)



Imagen 31-10-02, se observa la forestación en el sector N° 3

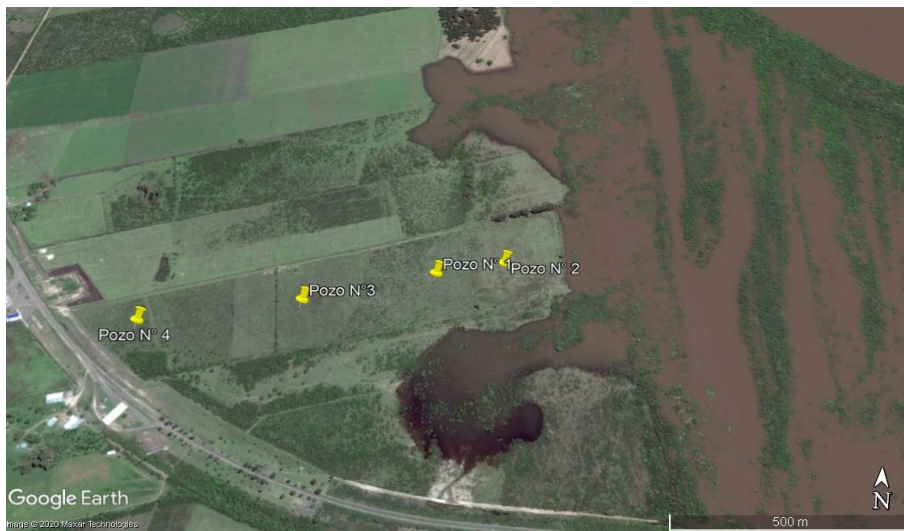


Imagen 21-10-15

Conclusión:

Del análisis del relevamiento surge que el lote perteneciente a la escuela es apto para ser forestado bajo la modalidad de riego forestal con efluente tratado y debería ocuparse en su totalidad, para lo cual se tendrá que acordar con las autoridades algún convenio para ceder en comodato parte del terreno municipal para que desarrollen allí las actividades productivas de pastoreo extensivo de ganado bovino estacional que se realizan actualmente en el predio y adicionalmente apicultura.



Gobierno de Entre Ríos

RESOLUCION N° 554 S.A.

PARANA, 131115

VISTO:

La necesidad de gestionar las actividades productivas y de servicios, que como producto de sus procesos, afectan la calidad del agua de los cursos superficiales, generando impactos sobre las cuencas, ubicadas en el territorio sometido a jurisdicción provincial;

CONSIDERANDO:

Que es necesario, oportuno y conveniente implementar técnicas de reuso de efluentes tratados como riego forestal, a los fines de subsanar posibles impactos al ecosistema acuático;

Que en determinadas condiciones hidrológicas y ambientales, los vuelcos de efluentes industriales y residuales urbanos, aun cumpliendo la normativa de referencia, pueden ocasionar la disminución de los parámetros de calidad de agua necesarios para el sostenimiento de la vida acuática;

Que en virtud de estas circunstancias y experiencias adquiridas por esta Secretaría en su carácter de autoridad de aplicación, a emitido la resolución N°354/14, Expte. N° 1561030 que aprobó a modo de prueba el proyecto presentado por parte de la EEA Concordia INTA - UTN Concordia - CTM Salto Grande- Municipio de Colonia Ayuí- Empresa Forestal Argentina para el reuso de efluentes cloacales como riego para plantación de Eucaliptos Grandis en la localidad de Colonia Ayuí;

Que ha tomado intervención el Departamento de Hidrología y Ordenamiento de Cuencas de la Dirección de Hidráulica, dependiente del Ministerio de Planeamiento e Infraestructura de la Provincia de Entre Ríos a través del Expte. N° 1777232, quien efectuó aportes a la presente;



Que el decreto reglamentario N° 831/93, de la Ley 24.051 sobre régimen de desechos peligrosos, estableció niveles guía de calidad de agua para irrigación;

Que existen antecedentes de la Organización Mundial de la Salud OMS, a través de su Informe Técnico N° 778, elaborado por el Grupo Científico de la OMS en 1989, en cuanto a las Directrices Sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura;

Que existen antecedentes de la FAO que publicó en 1999 la guía sugerida para aguas tratadas en el reuso agrícola y sus requerimientos de tratamiento;

Que existen antecedentes en Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), que elaboro en 2001 el "Manual de Evaluación y Manejo de Sustancias Tóxicas en Aguas Superficiales";

Que ha tomado intervención el Asesor Legal de esta Secretaría;

Que estos lineamientos entran en vigencia a partir de la fecha de la presente Resolución;

Por ello;

EL SECRETARIO DE AMBIENTE

RESUELVE:

ARTICULO 1°.- Disponer que todo establecimiento productivo, industrial y/o de servicio instalado o por instalarse en el territorio provincial, cuyos efluentes líquidos puedan ser reutilizados como riego forestal, cumplan con lo establecido en la presente.



ARTICULO 2°.- Aprobar los límites de emisión para riego forestal de las actividades productivas industrial y/o de servicio, según lo dispuesto en el Anexo I en la presente.

ARTICULO 3°.- Aprobar el plan de monitoreo para riego forestal de las actividades productivas industrial y/o de servicio, según lo dispuesto en el Anexo II en la presente.

ARTÍCULO 4°.- Disponer que para la aplicación de la presente resolución sea condición, sine qua non, la obtención del Certificado de Aptitud Ambiental dispuesto según el Decreto 4977/09.

ARTÍCULO 5°.- Esta Secretaria en uso de sus facultades, podrá requerir la información complementaria que considere pertinente, a los efectos de garantizar el cumplimiento de los objetivos de la presente.

ARTÍCULO 6°.- Registrar, comunicar y archivar, cumplido notificar a los efectos que correspondan.-



Gobierno de Entre Ríos

ANEXO I

PARAMETRO	UNIDAD	LIMITE
Temperatura	°C	≤ 45
Ph	upH	6,5 – 8,5
Sólidos sedimentables 2 hs	ml/l	≤30
Solidos suspendidos totales	mg/l	≤150
Solidos disueltos totales	mg/l	≤1.400 mg/l
Sulfuros	mg/l	≤ 0,1
Cianuros	mg/l	≤ 0,1
Hidrocarburos	mg/l	≤ 1,0
Cloro Libre	mg/l	≤ 1,0
Coliformes totales	UFC/100 ml	10.000
Coliformes fecales	UFC/100 ml	2.000
DBO	mg/l	≤150
Sustancias fenolicas	mg/l	≤ 0,1
Sustancias reactivas al azul de metileno SAAM (detergentes)	mg/l	≤ 1,0
Sulfatos	mg/l	≤ 300
Cloruro	mg/l	≤140
Hierro (soluble)	mg/l	≤ 0,1
Hierro (total)	mg/l	≤ 5,0
Manganeso (soluble)	mg/l	≤ 0,1
Manganeso (total)	mg/l	≤ 0,2
Cinc	mg/l	≤ 0,1



Gobierno de Entre Ríos

Niquel	mg/l	$\leq 0,2$
Cromo total	mg/l	$\leq 0,1$
Cadmio	mg/l	$\leq 0,01$
Selenio	mg/l	$\leq 0,02$
Plomo	mg/l	$\leq 0,2$
Mercurio	mg/l	$\leq 0,01$
Cobre	mg/l	$\leq 0,2$
Fluor	mg/l	$\leq 1,0$
Litio	mg/l	$\leq 2,5$
Aluminio	mg/l	$\leq 5,0$
Bario	mg/l	$\leq 0,7$
Boro	mg/l	$\leq 1,0$
Cobalto	mg/l	$\leq 0,1$
Arsénico	mg/l	$\leq 0,01$
Plaguicidas organoclorados totales	mg/l	$\leq 0,05$
Plaguicidas organofosforados totales	mg/l	$\leq 0,1$
Calcio	mg/l	≤ 300
Sodio	mg/l	≤ 500
Potasio	mg/l	≤ 10
Carbonatos	mg/l	≤ 30
Bicarbonatos	mg/l	≤ 300
Magnesio	mg/l	≤ 60
Nitratos	mg/l	$\leq 5,0$



Gobierno de Entre Ríos

Nitrógeno total	mg/l	≤105
Nitrógeno amoniacal	mg/l	≤75
Nitrógeno orgánico	mg/l	≤30
Fósforo total	mg/l	≤30
Sólidos solubles en eter (grasas)	mg/l	≤100
Relación de absorción de sodio (RAS)	mg/l	≤10
Conductividad	ms/cm	< 2000

Las técnicas utilizadas son las extraídas del Standard Methods- 20 th. Edition para análisis de agua de bebida y agua de desecho.

En caso de utilizarse otra metodología para alguno de los parámetros de la tabla precedente, deberá informarse a la autoridad de aplicación.

Los parámetros de calidad de las descargas de los límites admisibles deberán cumplirse en la Cámara de Toma de Muestras, previo a la impulsión al sistema de riego.



Gobierno de Entre Ríos

ANEXO II

CONTENIDOS MÍNIMOS DEL PLAN DE MONITOREO.

Agua Subterránea

Deberá caracterizarse la profundidad y el sentido de escorrentía de la napa freática, para lo cual deberá realizarse un MAPA PIEZOMÉTRICO, siendo este la representación cartográfica de las curvas equipotenciales y flujos en un plano vertical. El método será interpolar valores entre puntos cercanos y trazar líneas que unen puntos de igual piezometría, así se pueden determinar las zonas de alimentación, recarga, descarga movimiento de flujo, definir divisorias y relaciones cursos de aguas superficial-acuífero. Mínimamente se instalaran cuatro freafímetros, dos en la parte superior de la dirección del flujo determinado por el estudio piezométrico, del proyecto forestal y dos en la parte inferior del mismo.

Los pozos no deberán estar alineados y en cuanto al método de perforación, a las características constructivas y forma de obtención de muestras se acordaran con la autoridad de aplicación.

Los parámetros a monitorear son:

Los que figuran en el anexo I, que surgen de la caracterización del efluente y que serán acordados con la autoridad de aplicación.

Minimamente deberán monitorearse: Ph, temperatura, conductividad, sólidos suspendidos totales, cationes mayoritarios (sodio, calcio, magnesio, potasio); aniones (carbonatos, bicarbonatos, cloruros, sulfatos, nitratos), fosforo reactivo disuelto, coliformes totales, coliformes fecales.

Frecuencia: semestral el primer año, luego anual.



Gobierno de Entre Ríos

Suelos

Deberá caracterizarse el tipo de suelos hasta el límite del Solum entre 1 m y 1,5 m (el Solum es la zona del suelo más activa biológicamente en donde crecen raíces y plantas).

Se tomarán muestras de suelos en los horizontes descriptos en cada unidad fisiográfica presente en el lote.

Se muestreará en cada unidad fisiográfica los horizontes descriptos, cada muestra estará compuesta por 3 submuestras que luego constituirán una muestra por cada horizonte.

Ejemplo: si existen 3 unidades fisiográficas (loma, media loma y bajo) y si tenemos 3 horizontes (A, B y C), vamos a tener 3 muestras por de cada unidad fisiográfica que corresponderán a los tres horizontes; esto nos va a dar un total nueve muestras a analizar.

La autoridad de control si lo considera necesario podrá requerir una cantidad mayor de submuestras.

Los parámetros a monitorear son:

Los que figuran en el anexo I, que surgen de la caracterización del efluente y que serán acordados con la autoridad de aplicación.

Minimamente deberán monitorearse: Ph, conductividad, materia orgánica, carbono total, nitrógeno total, fósforo total, porcentaje de sodio intercambiable, sodio, calcio, magnesio en pasta, coliformes totales y coliformes fecales.

Frecuencia: semestral el primer año, luego anual.



Gobierno de Entre Ríos

Suelos

Deberá caracterizarse el tipo de suelos hasta el límite del Solum entre 1 m y 1,5 m (el Solum es la zona del suelo más activa biológicamente en donde crecen raíces y plantas).

Se tomarán muestras de suelos en los horizontes descriptos en cada unidad fisiográfica presente en el lote.

Se muestreará en cada unidad fisiográfica los horizontes descriptos, cada muestra estará compuesta por 3 submuestras que luego constituirán una muestra por cada horizonte.

Ejemplo: si existen 3 unidades fisiográficas (loma, media loma y bajo) y si tenemos 3 horizontes (A, B y C), vamos a tener 3 muestras por de cada unidad fisiográfica que corresponderán a los tres horizontes; esto nos va a dar un total nueve muestras a analizar.

La autoridad de control si lo considera necesario podrá requerir una cantidad mayor de submuestras.

Los parámetros a monitorear son:

Los que figuran en el anexo I, que surgen de la caracterización del efluente y que serán acordados con la autoridad de aplicación.

Minimamente deberán monitorearse: Ph, conductividad, materia orgánica, carbono total, nitrógeno total, fósforo total, porcentaje de sodio intercambiable, sodio, calcio, magnesio en pasta, coliformes totales y coliformes fecales.

Frecuencia: semestral el primer año, luego anual.