



INFORME 4 ETAPA 2 - COLÓN Rev.1

**SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y
EMISARIOS PARA LAS CIUDADES DE CONCEPCIÓN DEL
URUGUAY, COLÓN Y SAN JOSÉ**

Mayo 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	49
3.6 ANTEPROYECTO DE ALTERNATIVA SELECCIONADA	49
3.6.1 Descripción general	49
3.6.2 Dimensionamiento de unidades	50
3.7 CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO	60
3.7.1 Escenarios de calculo	60

3.7.2	Fundamentos Teóricos	60
3.7.3	Reja de limpieza manual	63
3.7.4	Canaleta Parshall	65
3.7.5	Pretratamiento	67
3.7.6	Laguna Anaeróbica	68
3.7.7	Cámara de Contacto (Cloración):	69
3.7.8	Elementos de seguridad	69
3.7.9	Anexos	69
4.	EMISARIO	71
4.1	PARÁMETROS DE DISEÑO	71
4.1.1	Restricciones a los Efluentes según el Digesto de CARU	71
4.1.2	Cotas del río Uruguay y parámetros operativos de diseño	72
4.1.3	Caudal de diseño y verificación	80
4.2	MODELIZACIÓN HIDRODINÁMICA UNIDIMENSIONAL	80
4.2.1	Implementación del Modelo Hidrodinámico Unidimensional	80
4.2.2	Calibración del modelo Hidrodinámico Unidimensional	81
4.2.3	Explotación del Modelo Hidrodinámico Unidimensional	87
4.3	MODELIZACIÓN MATEMÁTICA BIDIMENSIONAL DE LA PLUMA DE DESCARGA DE EFLUENTES	89
4.3.1	Descripción del Modelo Matemático	89
4.3.2	Modelación matemática antecedente	91
4.3.3	Modelación matemática hidrodinámica desarrollada	94
4.3.4	Parámetros y Escenarios hidrológicos de modelización de la pluma de descarga	98
4.4	ALTERNATIVAS DE TRAZADO Y PUNTO DE VUELCO	100
4.4.1	Alternativa 1 (Fluvial)	100
4.4.2	Alternativa 2 (Lagunar)	101
4.4.3	Alternativa 3 (Traza variante)	102

4.5	RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE CALIDAD DE AGUA EN LA DESCARGA	102
4.5.1	Parámetros de comparación de las alternativas en relación con la calidad del agua	102
4.5.2	Alternativa 1 (Fluvial)	103
4.5.3	Alternativa 2 (Lagunar)	110
4.5.4	Conclusiones de la modelación	124
4.6	DESCRIPCIÓN Y DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL EMISARIO	125
4.6.1	Alternativas consideradas para el dimensionamiento	125
4.6.2	Criterios de diseño	125
4.6.3	Niveles en cámara de carga y en la descarga	125
4.6.4	Cámara de carga	126
4.6.5	Obra de desborde	126
4.6.6	Disposición de cámaras de inspección	126
4.6.7	Desembocadura del emisario	131
4.6.8	Material, diámetro y clase del conducto	132
4.6.9	Ecuaciones utilizadas para el cálculo	134
4.6.10	Perfil altimétrico	137
4.6.11	Implementación de modelo SWMM	140
5.	CÓMPUTO Y PRESUPUESTO DE LAS OBRAS PROYECTADAS	147
6.	CARPETA DE ENTREGABLES	149
7.	CONCLUSIONES	150

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.	49
Figura 14 Esquema Reja.	64
Figura 15 Geometría canaleta Parshall	65
Figura 16 Pretratamiento - Sector inicial.....	68
Figura 17 Pretratamiento - Sector final	68
Figura 18 Tramo canaleta Parshall – Laguna Anaeróbica.....	68
Figura 19 Interconexión Laguna Anaeróbica – Facultativa – Salida a Cloración.	69
Figura 20 Pretratamiento de la planta	69
Figura 21 Correlación de niveles registrados en Concepción del Uruguay y Colón.	74
Figura 22 Serie de niveles máximos anuales en Colón, referidos al cero del hidrómetro local.	75
Figura 23 Ajuste de distribuciones de extremos a los niveles máximos anuales registrados en Colón entre 1980 y 2021. Recurrencias en años.	76
Figura 24 Ajuste de la distribución GEV MV a los niveles máximos anuales registrados en Colón entre 1980 y 2021. Recurrencias en años.	77
Figura 25 Curva de frecuencia de niveles en Colón (período 11/2003-10/2021).	78
Figura 26 Imagen de la Red hídrica del modelo HEC-RAS.....	81
Figura 27 Niveles medidos y calculados en la estación ubicada en la boca del Gualeguaychú.	83
Figura 28 Niveles Medidos y Simulados en Concepción del Uruguay (28/12/2017 - 1/3/2018).	83
Figura 29 Niveles Medidos y Simulados en Colón (2003 y 2004).	84
Figura 30 Niveles Medidos y Simulados en Boca Gualeguaychú (25/07/18-2/09/18).	85
Figura 31 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y condiciones de borde de la modelación (24/08/18-4/09/18).	86
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).....	86
Figura 33 Relación Altura – Caudal en Concepción del Uruguay.	88
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.....	89
Figura 35 Zona Modelada (GECRU) – Modelo Digital del lecho.	92
Figura 36 Concentración de bacterias coliformes fecales debido a las descargas de Colón y Paysandú (GECRU, Zabalett, 2012).....	93
Figura 37 Modelo digital del lecho del río Uruguay modelado.	94
Figura 38 Campo de velocidades típico en condición de estiaje de diseño.	96
Figura 39 Campo de velocidades típico en el máximo de la inversión de caudal durante una sudestada.	97
Figura 40 Alternativas de traza y punto de vuelco del emisario.	100

Figura 41 Alternativa 1 Fluvial. Concentración de DBO ₅ luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.....	104
Figura 42 Alternativa 1 Fluvial. Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.	105
Figura 43 Alternativa 1 Fluvial. Acumulación del efluente durante la inversión del flujo. DBO ₅	106
Figura 44 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la playa de la Isla de Hornos. DBO ₅	107
Figura 45 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la Playa Sur de Colón. DBO ₅	107
Figura 46 Alternativa 1 Fluvial. Máximo avance hacia el Norte de la pluma al final de la reversión de flujo. DBO ₅	108
Figura 47 Alternativa 1 Fluvial. Acumulación del efluente durante la inversión del flujo. Bacterias coliformes fecales.	108
Figura 48 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la playa de la Isla de Hornos. Bacterias coliformes fecales.	109
Figura 49 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la Playa Sur de Colón. Bacterias coliformes fecales.	109
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.	110
Figura 51 Características del cuerpo lagunar de descarga para la Alternativa 2.	111
Figura 52 Relevamiento del cuerpo lagunar de descarga para la Alternativa 2. Fuente: Municipio de Colón.	112
Figura 53 Curvas Tipo de DBO a 20°C.	115
Figura 54 Floración algal afectando las playas balnearias de Colón (14/02/2008).	117
Figura 55 Cambios físicos, químicos y biológicos en la calidad del agua, causados por el proceso de eutrofización	118
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).	119
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. ...	121
Figura 58 Concentración de DBO ₅ luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.	122
Figura 59 Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.	123
Figura 60 Ubicación de cámaras del emisario (Alternativa 1, 1ra y 2da etapa).	131
Figura 61 Dimensiones de las válvulas Pico de Pato consideradas.	132
Figura 62 Velocidades en distintos materiales, para el caudal de diseño.	133
Figura 63 Pérdidas de carga en distintos materiales, para el caudal de diseño.	133
Figura 64 Pérdidas de energía en válvulas pico de pato 12" en función del caudal.	136
Figura 65 Perfil traza Alternativa 1 (Seleccionada).	137
Figura 66 Perfil traza Alternativa 2 (descartada).	138
Figura 67 Topología del modelo SWMM.	141
Figura 68 Perfil conducto y línea piezométrica. Escenario 1.	142
Figura 69 Mapa de valores de velocidad en conductos. Escenario 1.	142
Figura 70 Mapa de valores de nivel piezométrico en nodos. Escenario 1.	143
Figura 71 Mapa de valores de caudal ingresante en nodos. Escenario 1.	143
Figura 72 Perfil conducto y línea piezométrica. Escenario 2.	144
Figura 73 Mapa de valores de velocidad en conductos. Escenario 2.	145

Figura 74 Mapa de valores de nivel piezométrico en nodos. Escenario 2.	145
Figura 75 Mapa de valores de caudal ingresante en nodos. Escenario 2.	146

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.	39
Tabla 21 Cálculo de área de Lagunas Anaeróbicas.....	39
Tabla 22 Cálculo de DBO ₅ a la salida de Lagunas Anaeróbicas.....	40
Tabla 23 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.....	40
Tabla 24 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.	41
Tabla 25 Parámetros de diseño adoptados al año 10.....	42
Tabla 26 Verificación de volumen de Lagunas Anaeróbicas al año 10.	43
Tabla 27 Verificación de área de Lagunas Anaeróbicas al año 10.....	43
Tabla 28 Determinación de la DBO ₅ en salida de Lagunas Anaeróbicas.	44
Tabla 29 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.....	44
Tabla 30 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.	45
Tabla 31 Resumen de parámetros de diseño año 20.....	45
Tabla 32 Cálculo de volumen de Lagunas Anaeróbicas.	46
Tabla 33 Cálculo de área de Lagunas Anaeróbicas.....	46
Tabla 34 Cálculo de DBO ₅ a la salida de Lagunas Anaeróbicas.....	47
Tabla 35 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.....	47
Tabla 36 Cálculo de volumen de Lagunas Facultativas.	48
Tabla 37 Cálculo de primera Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 10).	51
Tabla 38 Cálculo de segunda Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 10).....	52
Tabla 39 Carga máxima superficial – Correlación de Mara.....	53
Tabla 40 Verificación de carga superficial en primera laguna facultativa.....	53
Tabla 41 Verificación de carga superficial en segunda laguna facultativa.	53
Tabla 42 Cálculo de primera Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 20).	54
Tabla 43 Cálculo de segunda Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 20).....	55
Tabla 44 Cálculo de tercera Laguna Facultativa por flujo disperso de Thirumurthi (Año 20).....	56
Tabla 45 Carga máxima superficial – Correlación de Mara.....	57
Tabla 46 Verificación de carga superficial en primera laguna facultativa.....	57
Tabla 47 Verificación de carga superficial en segunda laguna facultativa.	58
Tabla 48 Verificación de carga superficial en tercera laguna facultativa.	58

Tabla 49 Verificación de carga superficial en segunda laguna facultativa.	59
Tabla 50 Diferencias entre niveles registrados y teóricos en Colón.	74
Tabla 51 Parámetros Estadísticos de las series analizadas	76
Tabla 52 Alturas máximas anuales para diferentes recurrencias, referidas al cero del hidrómetro de Colón.....	77
Tabla 53 Frecuencia acumulada de niveles en Colón (período 11/2003-10/2021).	78
Tabla 54 Coeficientes R y K2 según el cuerpo receptor para la simulación de la evolución de la DBO.	116
Tabla 55 Coeficientes K2 según el tipo de efluente para la simulación de la evolución de la DBO.....	116
Tabla 56 Composición fisicoquímica del Río Uruguay (1976-1978) y del embalse Salto Grande 1980-2002 (Fuente CTMSG).....	120
Tabla 57 Clasificación de Estado Trófico en cuerpos de agua. Valores típicos de Nitrógeno y Fósforo (Fuente: OECD, 1982).	122
Tabla 58 Ubicación de cámaras de inspección Emisario 1ra etapa.	128
Tabla 59 Ubicación de cámaras de inspección Emisario 2da etapa.	130
Tabla 60 Velocidades y pérdidas de carga totales para distintos diámetros y materiales.....	132
Tabla 61 Valores de k para cambios de dirección en cámaras.	135
Tabla 62 Perfil traza Alternativa 1.	139
Tabla 63 Perfil traza Alternativa 2.	139
Tabla 64 Parámetros generales para elaboración de presupuesto.....	147
Tabla 65 Planilla de cómputo y presupuesto.	148

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 ACE Nº18R-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		
				\TOMO II -ANEXOS\2-Planos	1-CURVAS NIVEL.dwg	
					2Y3-SISTEMA CLOACAL.dwg	
					4a6-RED CLOACAL CAÑERIAS.dwg	
					7-IMPULSIÓN.dwg	
					8-LAGUNAS ESTABILIZACION.dwg	
					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.

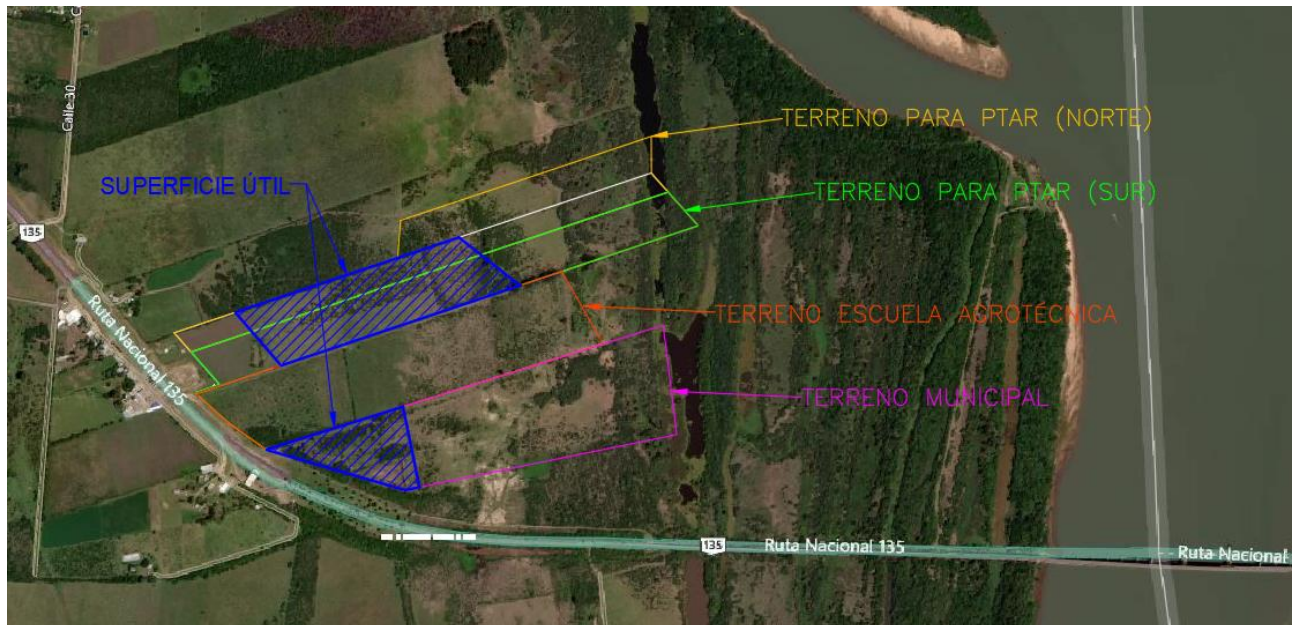


Figura 7 Vista aérea de la zona de implantación de la PTAR.

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.

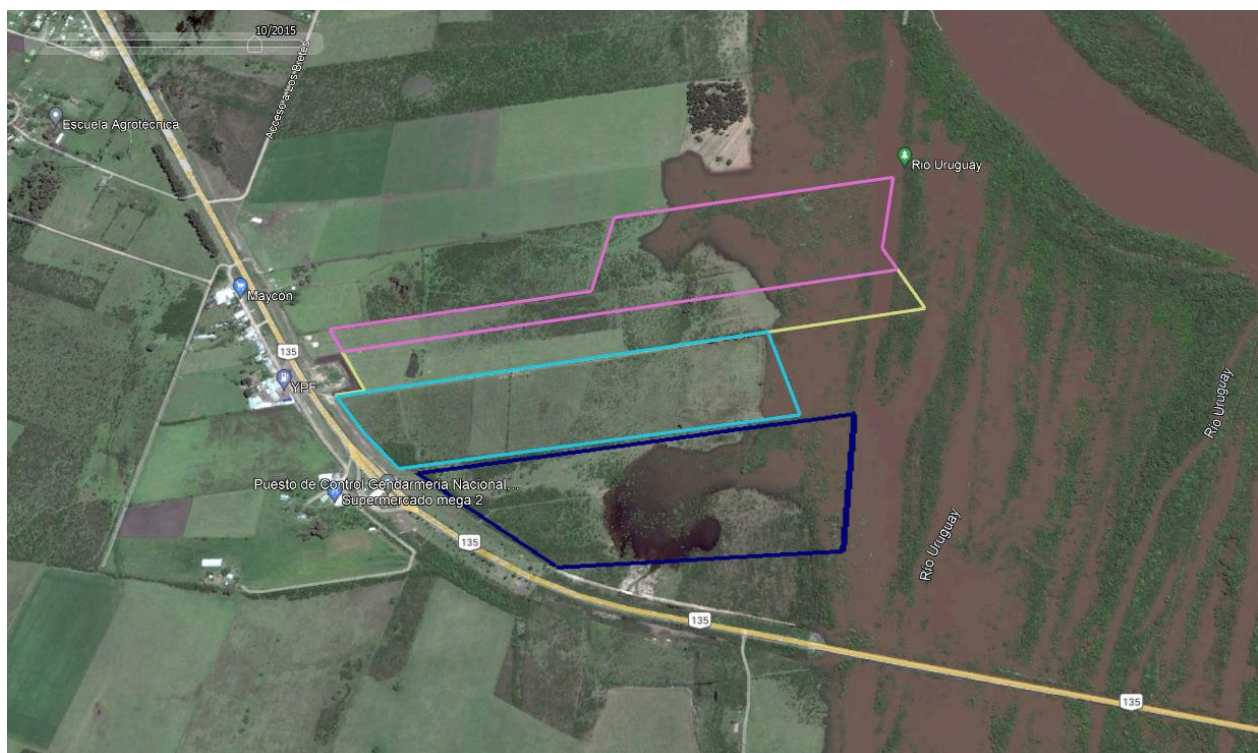


Figura 8 Vista aérea de inundación en la zona de implantación de la PTAR.

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.

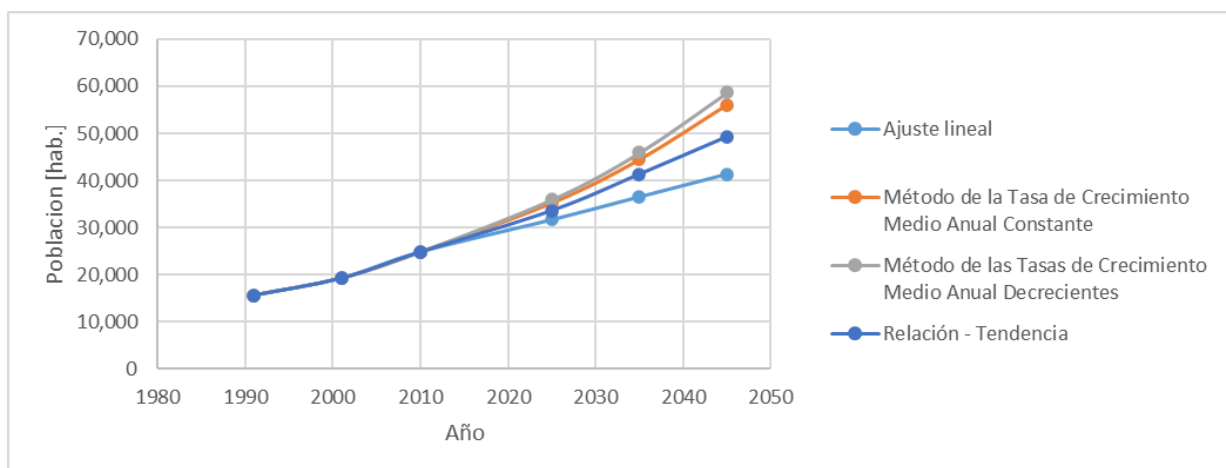


Figura 9 Resultados de proyección de población según distintas metodologías.

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	m3/día	(#2x#3x#4/1000)
5	DBO5 (Promedio) grs/m3:		220	grs/m3	(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	m3/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. Se realiza un predimensionado por área asumiendo un criterio conservador en la carga máxima superficial, obteniendo una superficie total para todas las lagunas de forma preliminar y considerando una única concentración de DBO, la cual coincide con el ingreso a la primera laguna facultativa y resulta un valor mayor al real en las lagunas siguientes.

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.

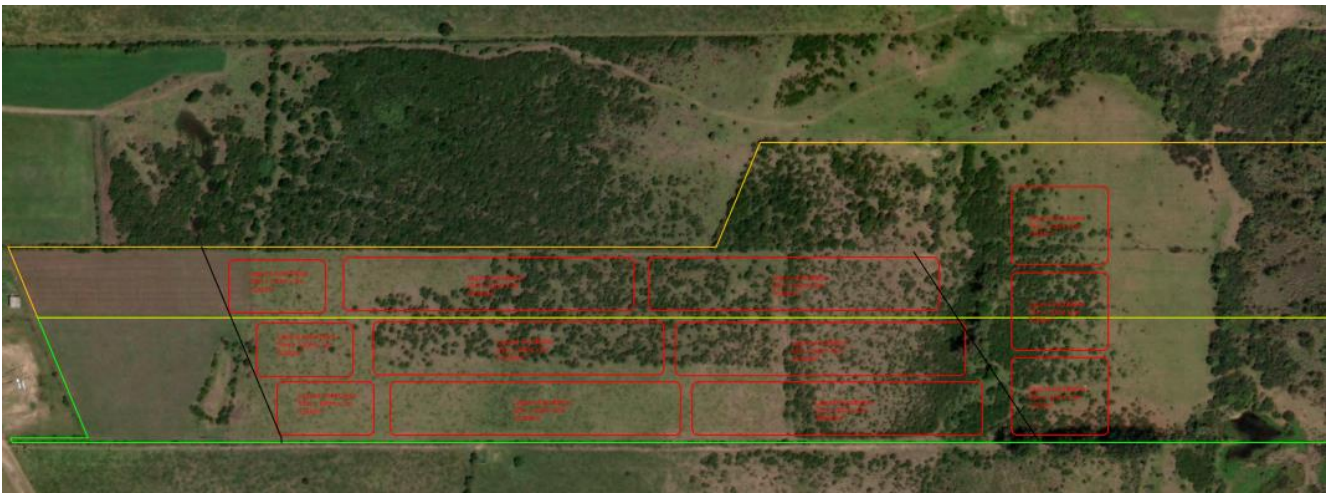


Figura 11 Layout general de las lagunas de la Alternativa 1.

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 en la Tabla 18. Se realiza un predimensionado por área asumiendo un criterio conservador en la carga máxima superficial, obteniendo una superficie total para todas las lagunas de forma preliminar y considerando una única concentración de DBO, la cual coincide con el ingreso a la primera laguna facultativa y resulta un valor mayor al real en las lagunas siguientes.

Tabla 18 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.

METODO DEL BANCO MUNDIAL - CALCULO DEL AREA NECESARIA					
40	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 = DBO5 de entrada en las lagunas facultativas=	121 mg/lts (# 35)	
46	C _{sal} = 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 en la Tabla 23. Se realiza un predimensionado por área asumiendo un criterio conservador en la carga máxima superficial, obteniendo una superficie total para todas las lagunas de forma preliminar y considerando una única concentración de DBO, la cual coincide con el ingreso a la primera laguna facultativa y resulta un valor mayor al real en las lagunas siguientes.

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	$\lambda 5 = \text{ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día]}$				
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 (#35)				
	$\lambda 5 = \text{ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día (#37)}$				
	Q = caudal de ingreso a cada línea de lagunas (#9)				
	A = Área en m2 para cada línea de lagunas				
		A =	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	$t = (C_e - C_{sal} - 1) / 0,23$ 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

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	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)	

3.4.3.1.1 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 en la Tabla 29. Se realiza un predimensionado por área asumiendo un criterio conservador en la carga máxima superficial, obteniendo una superficie total para todas las lagunas de forma preliminar y considerando una única concentración de DBO, la cual coincide con el ingreso a la primera laguna facultativa y resulta un valor mayor al real en las lagunas siguientes.

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	$\Lambda S = 20 T - 60$				
	Siendo:				
37	$\Lambda S = \text{ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día]}$				
38	T = min temperatura mensual media mínima (liquido):	11	Colon		
		$\Lambda S =$	160		
39	$A = (10 \times Li \times Q) / \Lambda S =$				
	Siendo:				
	Li = DBO5 de ingreso a la laguna (#35)				
	$\Lambda S = \text{ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día (#37)}$				
	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	$F_s = 375 - 6,25 \times L$				
	Siendo:				
	Fs = Factor de Corrección por Latitud				
41	L = Latitud del Sitio de Implantación de la Laguna =	32,3	Colon		
		Fs =	173		
	$A = (N \times C / F_s)$				
	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	(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)	

3.4.3.2.1 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. Se realiza un predimensionado por área asumiendo un criterio conservador en la carga máxima superficial, obteniendo una superficie total para todas las lagunas de forma preliminar y considerando una única concentración de DBO, la cual coincide con el ingreso a la primera laguna facultativa y resulta un valor mayor al real en las lagunas siguientes.

Tabla 35 Cálculo de área de Lagunas Facultativas.

CALCULO DEL AREA NECESARIA PARA LAS LAGUNAS FACULTATIVAS (3 lineas de 2 lagunas en serie c/u + laguna final)					
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 (#35)				
	$\lambda 5 = \text{ratio de carga [kg DBO5/hectárea x día] (#37)}$				
	Q = caudal de ingreso a cada línea de lagunas (#9)				
	A = Área en m2 para cada línea de lagunas				
		A =	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	$F_s = 375 - 6,25 \times L$				
	Siendo:				
	Fs = Factor de Corrección por Latitud				
41	L = Latitud del Sitio de Implantación de la Laguna =	32,3	Colon		
		Fs =	173		
42	$A = (N \times C / F_s)$				
	Siendo:				
42	N = Numero de Habitantes por línea al año 2040 = 77186				
43	C = Carga Org. Ingreso línea Aeróbica por Pers. = 0,023				
	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 m ³	
	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.

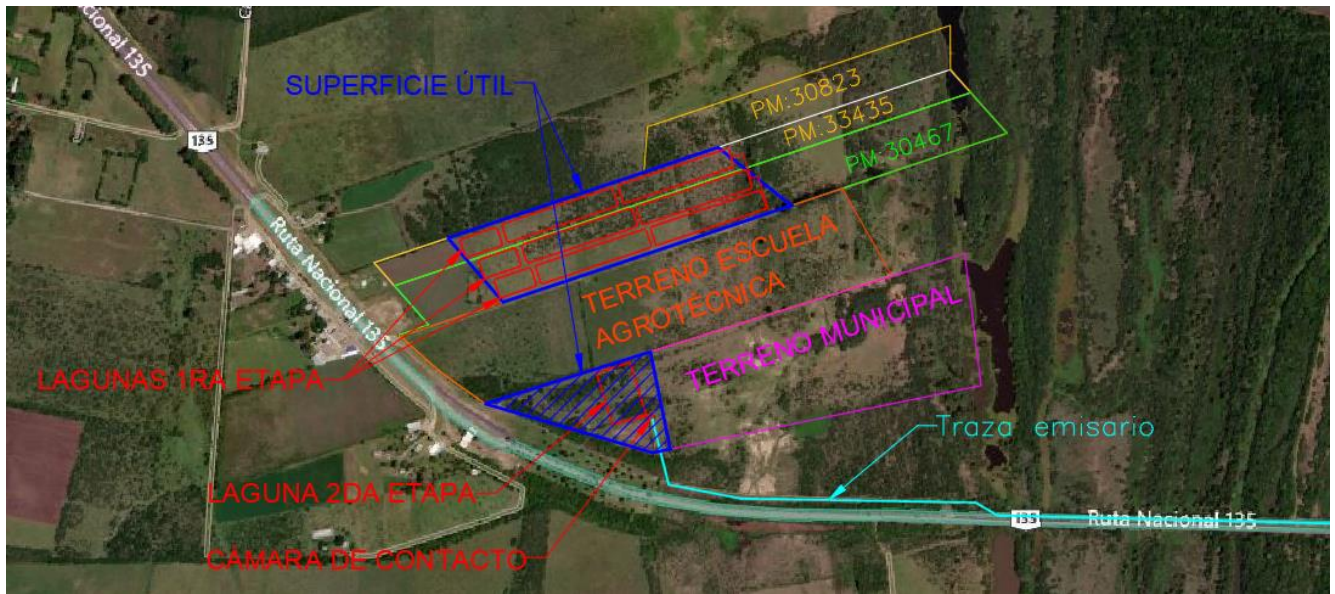


Figura 13 Layout general de las lagunas de la Alternativa 3.

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 Recepción de camiones atmosféricos

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.

3.6.2.3 Lagunas de estabilización

3.6.2.3.1 Verificación Año 10

3.6.2.3.1.1 Modelo de flujo disperso de Thirumurthi

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>	
$Se1 = Sa \times Aux1 / Aux2$	
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.

3.6.2.3.1.2 Verificación carga superficial

Si bien en una primera etapa de la consultoría correspondiente a la selección de alternativas se ha realizado un predimensionado de las lagunas mediante carga superficial, se realiza una nueva verificación superadora de la anterior.

En este caso se ha utilizado la Correlación de Mara (Normas ENOHSa, 11.10/13) para determinar la carga máxima superficial requerida en cada una de las lagunas, en función de la temperatura media del aire en invierno (condición más defavorable) para climas templados a frescos ($10^{\circ}C < T < 20^{\circ}C$), mediante la siguiente fórmula:

$$C_{sm\acute{a}x} = 40 \cdot T_{ai} - 120$$

Se ha considerado para la segunda y tercera laguna facultativa un límite igual 80% de $C_{sm\acute{a}x}$ calculada mediante la formula anterior.

Por otra parte, la carga superficial de cada laguna se determina mediante la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{10 \cdot Q_{laguna} \cdot DBO_{ing}}{S_{laguna}}$$

Siendo:

- Q el caudal ingresante a la laguna, en m³/día.
- DBO la concentración de DBO ingresante a la laguna, en mg/l.
- S la superficie de la laguna, en m².

En las tablas a continuación se resume su cálculo y se realiza la verificación de cada laguna facultativa.

Tabla 39 Carga máxima superficial – Correlación de Mara.

CORRELACIÓN DE MARA					
Tai		12 °C			
Csmáx=	360	KgDBO5/d.Ha			Climas templados a frescos
Csmáx=	288	KgDBO5/d.Ha			Lagunas facultativas secundarias

Tabla 40 Verificación de carga superficial en primera laguna facultativa.

<u>Lagunas facultativas primarias</u>						
Ancho	55.00	m	Coef unidades	10.00		
Largo	300.00	m	Q1linea	3521.00	m3/día	Qtot 10563 m3/día
Area	16500.00	m ²	DBO ing	121.00	mg/l	
Carga sup resultante	258.21	KgSBO/Ha.Día	Carga sup máx	360.00	KgDBO/Ha.Día	
			Superficie laguna requerida	11834.47	m2	1.18 Ha

Verifica

Tabla 41 Verificación de carga superficial en segunda laguna facultativa.

<u>Lagunas facultativas secundarias</u>						
Ancho	55	m	Coef unidades	10.00		
Largo	300	m	Q1linea	3521.00	m3/día	Qtot 10563 m3/día
Area	16500	m ²	DBO ing	51.34	mg/l	Abatimiento de DBO de la primera laguna por THIRIMURTHI
Carga sup resultante	109.56	KgSBO/Ha.Día	Carga sup	288.00	KgDBO/Ha.Día	
			Superficie laguna requerida	6276.67	m2	

Verifica

3.6.2.3.2 Verificación Año 20

3.6.2.3.2.1 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 42 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 43 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 44 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]	0.625
<u>CONSTANTE DE REACCION BIOLOGICA</u>	
Ko (coef de remocion, s/sperling) en 1/día=	0.2766
T= (temperatura de la laguna mes frio)	11
T-20 =	-9
(1,044)^T-20	0.6787
Kt (°C)= Ko x (1,044)^T-20 =	0.1877
<u>CALCULO DEL TIEMPO DE RETENCION:</u>	
Q (caudal m3/día)	13508
L= Longitud de la laguna en (m):	190.00
A= Ancho de la laguna en (m):	100.00
H: Profundidad de la laguna en (m):	2.00
t = tiempo de ret. De la laguna consid taludes (días)	2.67
<u>CALCULO DEL "a" CONSTANTE DE DISEÑO:</u>	
a=(1+4*Kt*R*d1)^0,5	1.501
<u>CALCULO DEL DBO DE SALIDA:</u>	
Se1 = Sa x Aux1 / Aux2	
Sa: Dbo5 ingreso (mg/lts)=	37.07
Aux1 = 4* a * e^((1-a)/(2d1) =	4.0209
Aux2 = (1+a)^2	6.2568
Se1: Dbo5 salida (mg/lts)=	23.82

En la Tabla 44 se observa que el líquido sale de la tercera laguna con 23,82 mg/l de DBO₅ soluble, por tanto, 40,50 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.

3.6.2.3.2 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.

3.6.2.3.2.3 Carga superficial

Si bien en una primera etapa de la consultoría correspondiente a la selección de alternativas se ha realizado un predimensionado de las lagunas mediante carga superficial, se realiza una nueva verificación superadora de la anterior.

En este caso se ha utilizado la Correlación de Mara (Normas ENOHSa, 11.10/13) para determinar la carga máxima superficial requerida en cada una de las lagunas, en función de la temperatura media del aire en invierno (condición más desfavorable) para climas templados a frescos ($10^{\circ}\text{C} < T < 20^{\circ}\text{C}$), mediante la siguiente fórmula:

$$C_{sm\acute{a}x} = 40 \cdot T_{ai} - 120$$

Se ha considerado para la segunda y tercera laguna facultativa un límite igual 80% de $C_{sm\acute{a}x}$ calculada mediante la formula anterior.

Por otra parte, la carga superficial de cada laguna se determina mediante la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{10 \cdot Q_{laguna} \cdot DBO_{ing}}{S_{laguna}}$$

Siendo:

- Q el caudal ingresante a la laguna, en m³/día.
- DBO la concentración de DBO ingresante a la laguna, en mg/l.
- S la superficie de la laguna, en m².

En las tablas a continuación se resume su cálculo y se realiza la verificación de cada laguna facultativa.

Tabla 45 Carga máxima superficial – Correlación de Mara.

CORRELACIÓN DE MARA			
Tai	12 °C		
Csmáx= 360	KgDBO5/d.Ha		Climas templados a frescos
Csmáx= 288	KgDBO5/d.Ha		Lagunas facultativas secundarias

Tabla 46 Verificación de carga superficial en primera laguna facultativa.

Lagunas facultativas primarias							
Ancho	55.00 m	Coef unidades	10.00				
Largo	300.00 m	Q1linea	4502.67 m ³ /día	Qtot	13508 m3/día		
Area	16500.00 m ²	DBO ing	121.00 mg/l				
Carga sup resultante	330.20 KgSBO/Ha.Día	Carga sup máx	360.00 KgDBO/Ha.Día				
		Superficie laguna requerida	15133.96 m ²	1.51 Ha			
			Verifica				

Tabla 47 Verificación de carga superficial en segunda laguna facultativa.

<u>Lagunas facultativas secundarias</u>							
Ancho	55 m	Coef unidades	10.00				
Largo	300 m	Q1linea	4502.67 m ³ /día	Qtot	13508 m ³ /día		
Area	16500 m ²	DBO ing	66.97 mg/l	Abatimiento de DBO de la primera laguna por THIRIMURTHI			
Carga sup resultante	182.75 KgSBO/Ha.Día	Carga sup	288.00 KgDBO/Ha.Día				
		Superficie laguna requerida	10470.26 m ²				
			Verifica				

Tabla 48 Verificación de carga superficial en tercera laguna facultativa.

<u>Laguna facultativa terciaria</u>							
Ancho	100 m	Coef unidades	10.00				
Largo	190 m	Qtot	13508.00 m ³ /día	Qtot	13508 m ³ /día		
Area	19000 m ²	DBO ing	37.97 mg/l	Abatimiento de DBO de la segunda laguna por THIRIMURTHI			
Carga sup resultante	269.95 KgSBO/Ha.Día	Carga sup	288.00 KgDBO/Ha.Día				
		Superficie laguna requerida	17808.98 m ²				
			Verifica				

3.6.2.4 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 cámara, 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.

Tabla 49 Verificación de carga superficial en segunda laguna facultativa.

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
CAMARA DE CONTACTO			
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: $4 \text{ mg/l} = 4 \text{ g/m}^3$.
- Concentración de cloro: 100 g de cloro /l de hipoclorito.
- Dosis máxima de hipoclorito: 0,04 l de hipoclorito / m^3 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.
- α₁: 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:

- Z₁: 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.
- Δ J₁₋₂: 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)
- Δ J_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 verifico 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 rejas 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 rejas. Cuando las rejas están limpias, se puede definir como:

$$U_p = \frac{U_a}{E} = \frac{Q}{b_a * h_a * E}$$

Reja de barrotes rectangulares de espesor “e”, separados una distancia “s”, si el ancho del bastidor de rejas coincide con el ancho “ba” del canal de aproximación, la relación de espacios vacíos puede establecerse como:

$$E = \frac{s}{s + e}$$

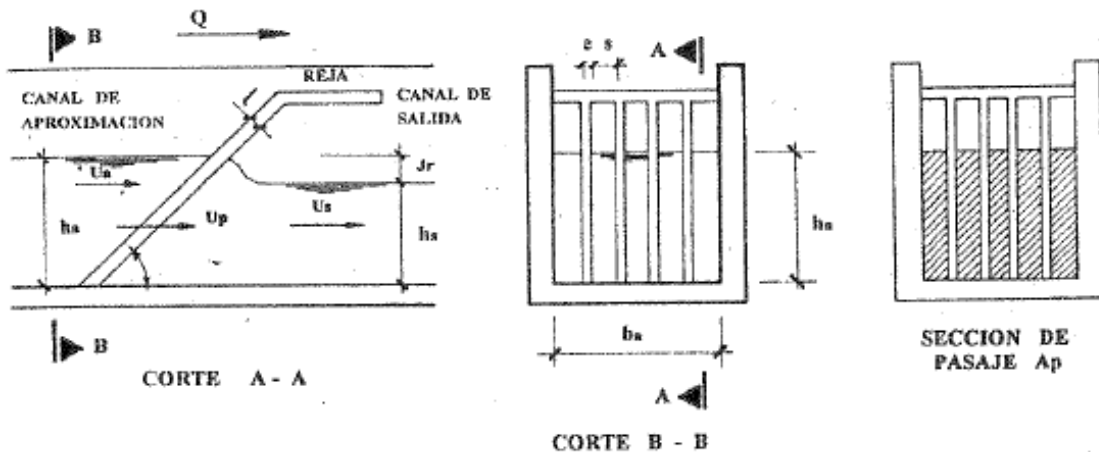


Figura 14 Esquema Reja.

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.

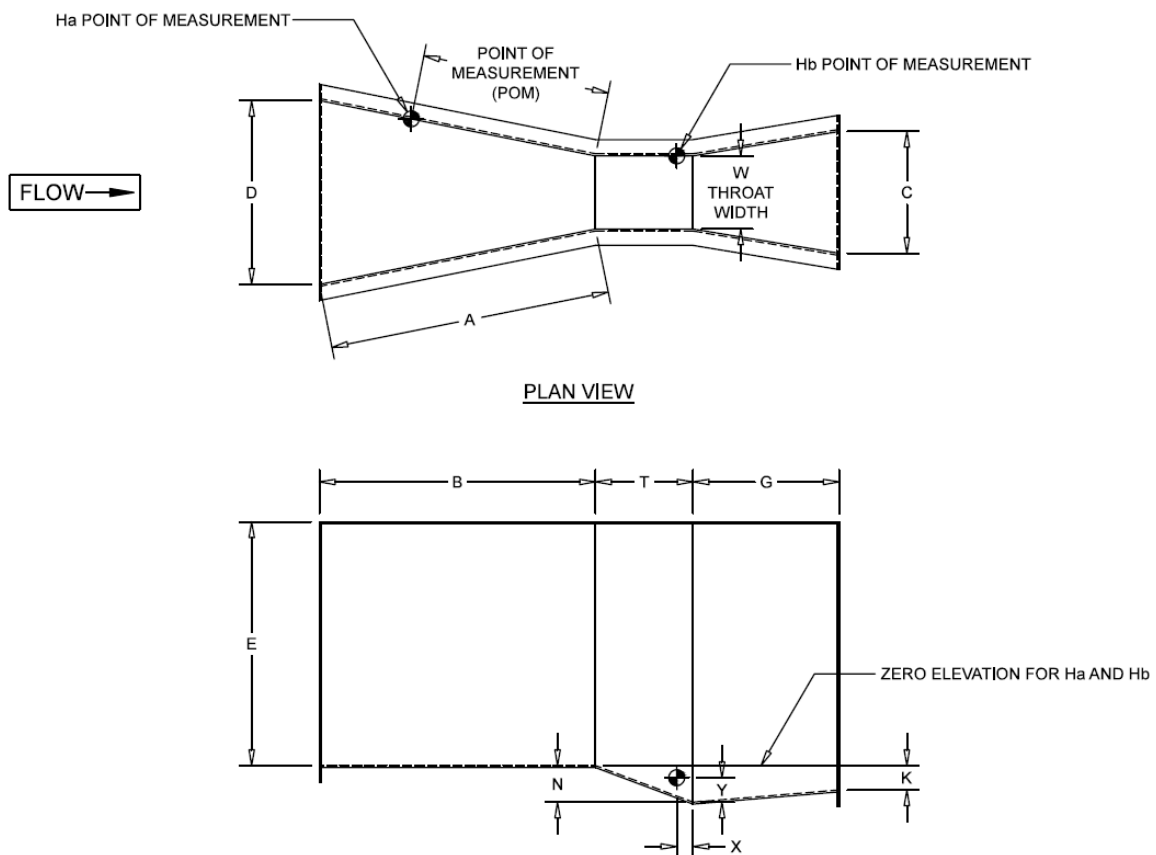


Figura 15 Geometría canaleta Parshall

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 rejillas, 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 rejillas 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 rejillas, para minimizar la asimetría en la sección transversal.

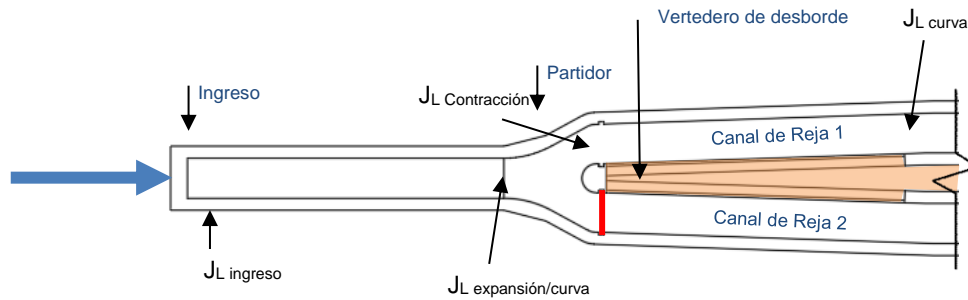


Figura 16 Pretratamiento - Sector inicial

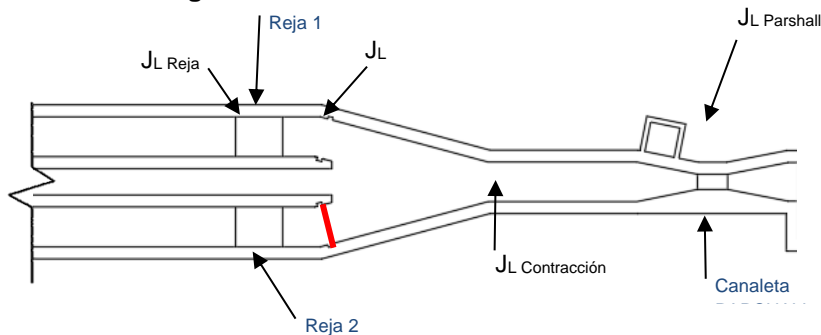


Figura 17 Pretratamiento - Sector final

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.

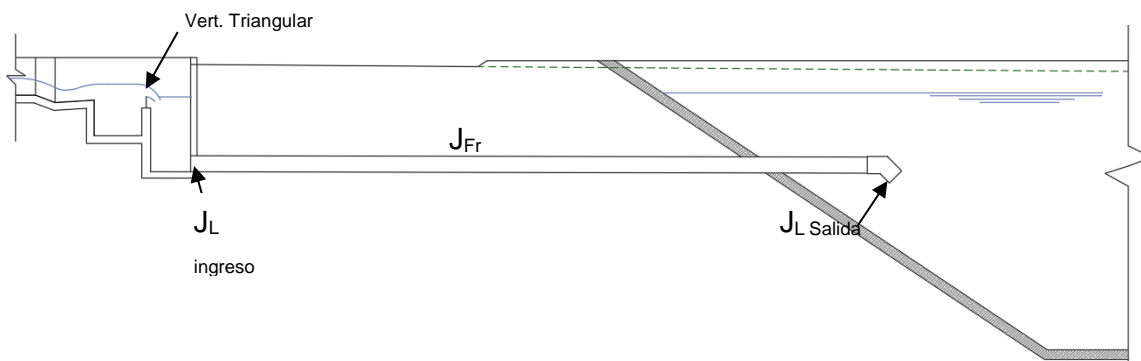


Figura 18 Tramo canaleta Parshall – Laguna Anaeróbica

En la siguiente imagen se muestra el sistema de conexión entre lagunas. El esquema de todas las ramas de lagunas es igual al indicado.

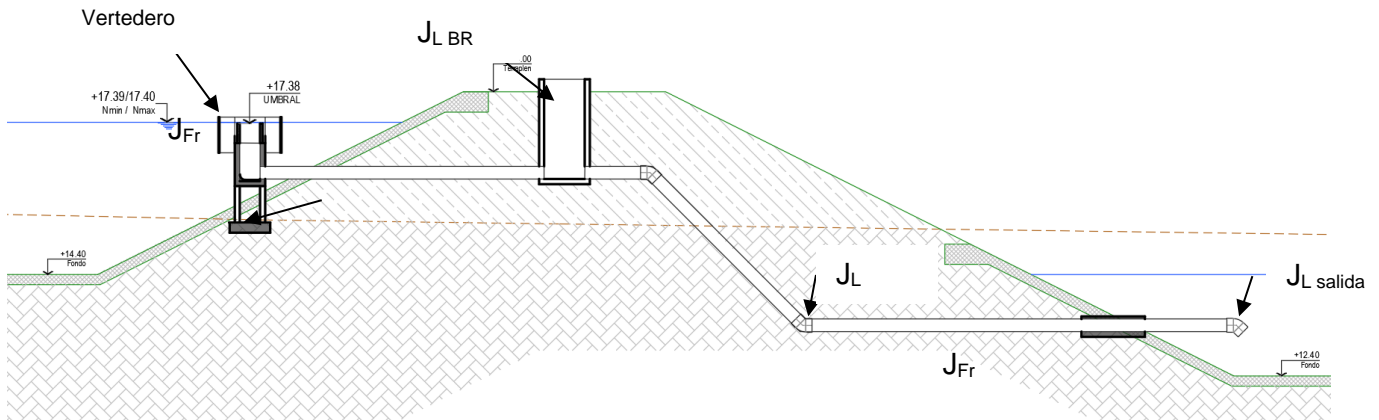


Figura 19 Interconexión Laguna Anaeróbica – Facultativa – Salida a Cloración.

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.

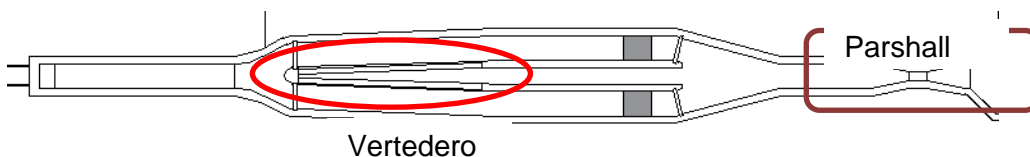


Figura 20 Pretratamiento de la planta

Este vertedero fue dispuesto paralelo al canal de rejillas 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 50 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)

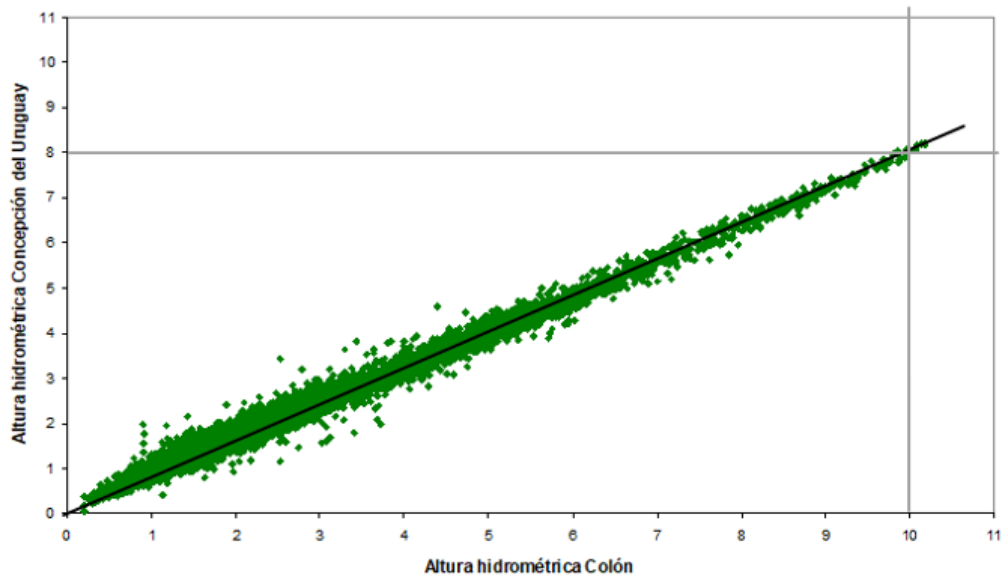


Figura 21 Correlación de niveles registrados en Concepción del Uruguay y Colón.

Tabla 50 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.

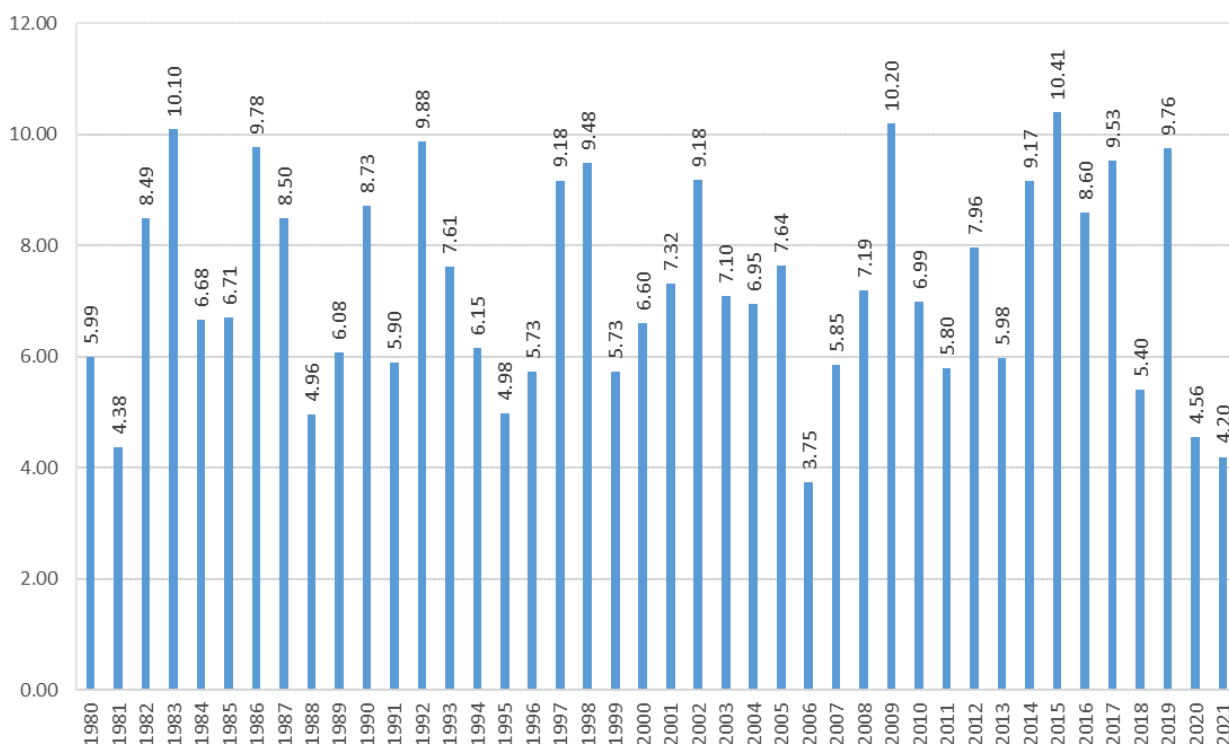


Figura 22 Serie de niveles máximos anuales en Colón, referidos al cero del hidrómetro local.

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.

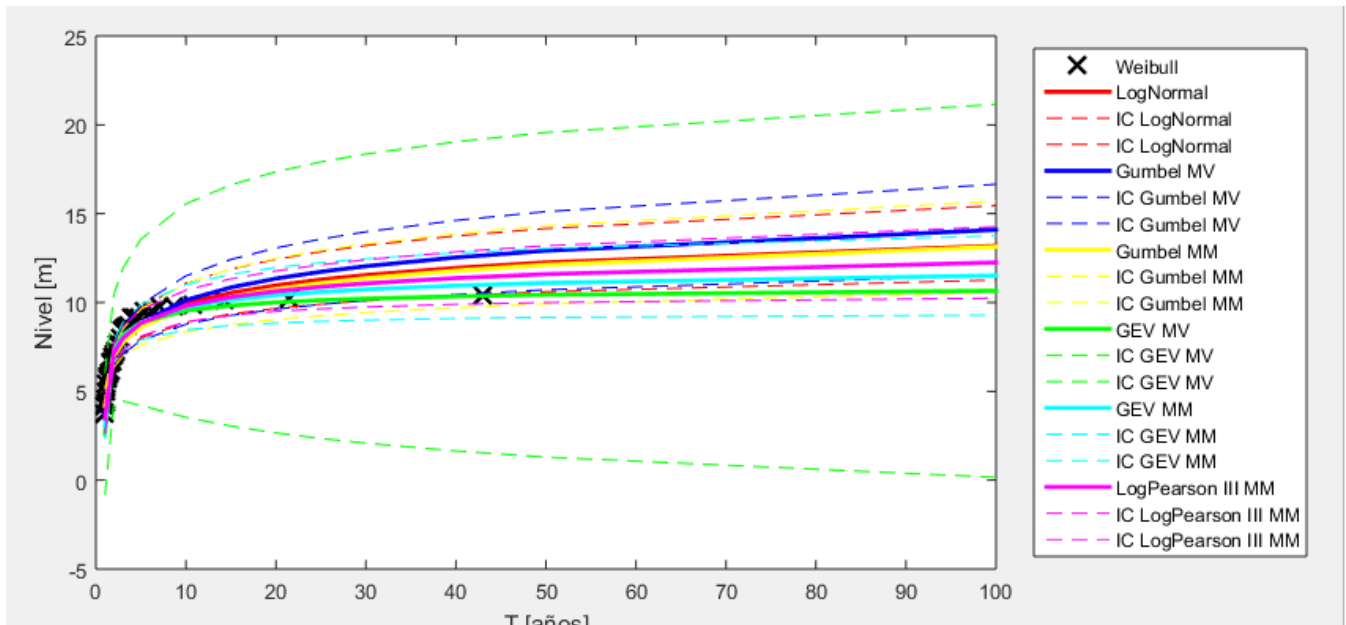


Figura 23 Ajuste de distribuciones de extremos a los niveles máximos anuales registrados en Colón entre 1980 y 2021. Recurrencias en años.

Los parámetros estadísticos de las series son los siguientes:

Tabla 51 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 52 se pueden observar los niveles del río Uruguay asociados a distintas recurrencias, como resultado del análisis realizado.

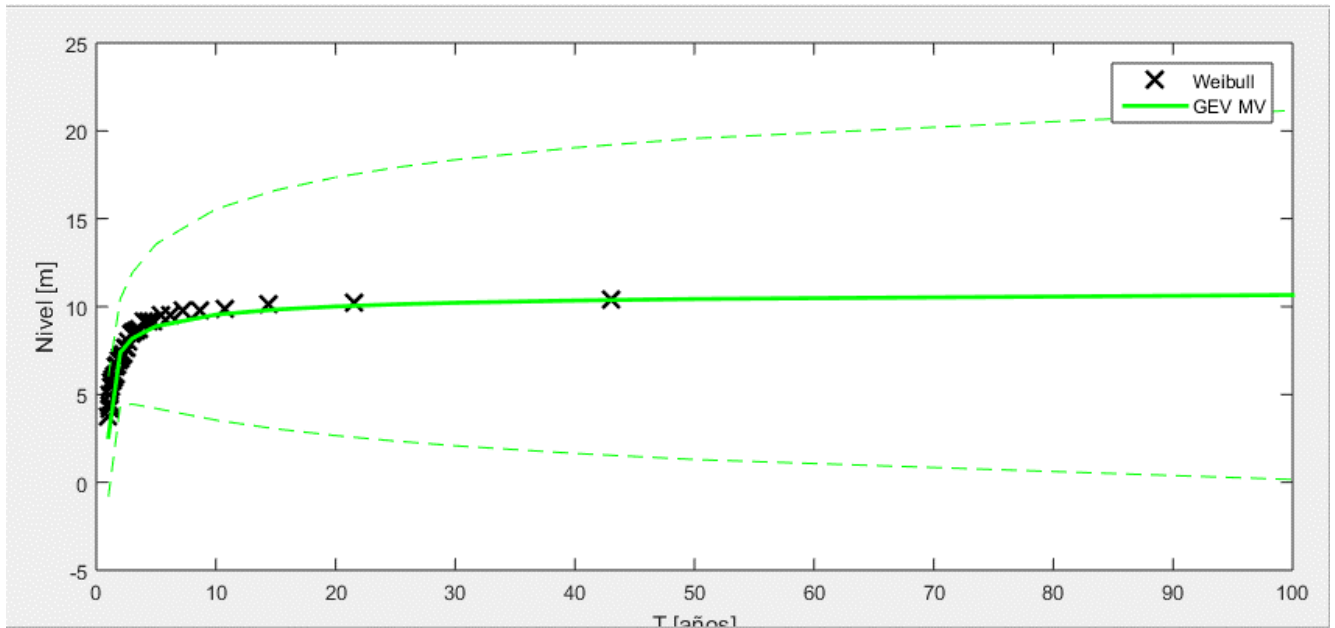


Figura 24 Ajuste de la distribución GEV MV a los niveles máximos anuales registrados en Colón entre 1980 y 2021. Recurrencias en años.

Tabla 52 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.

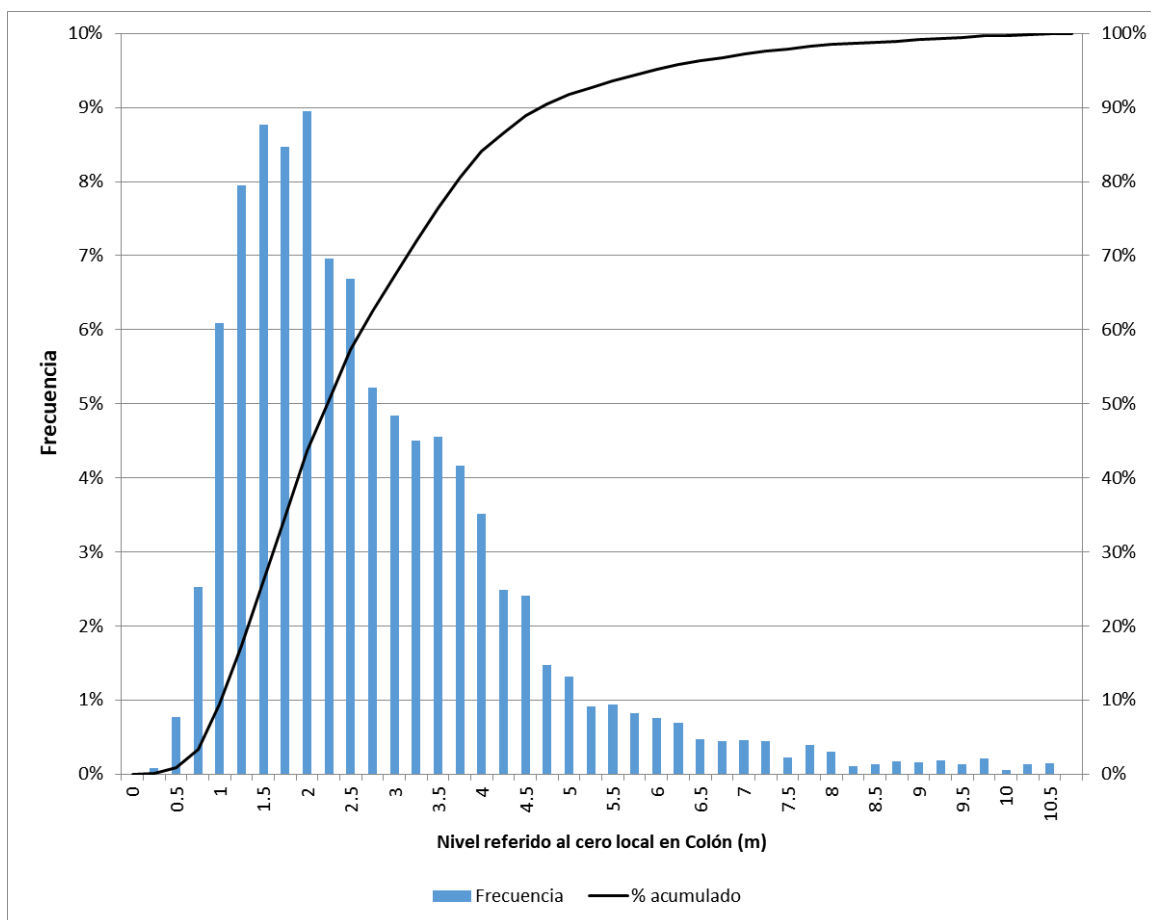


Figura 25 Curva de frecuencia de niveles en Colón (período 11/2003-10/2021).

La frecuencia empírica correspondiente a diferentes niveles hidrométricos se presenta en Tabla 53.

Tabla 53 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 Gualeján.

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.

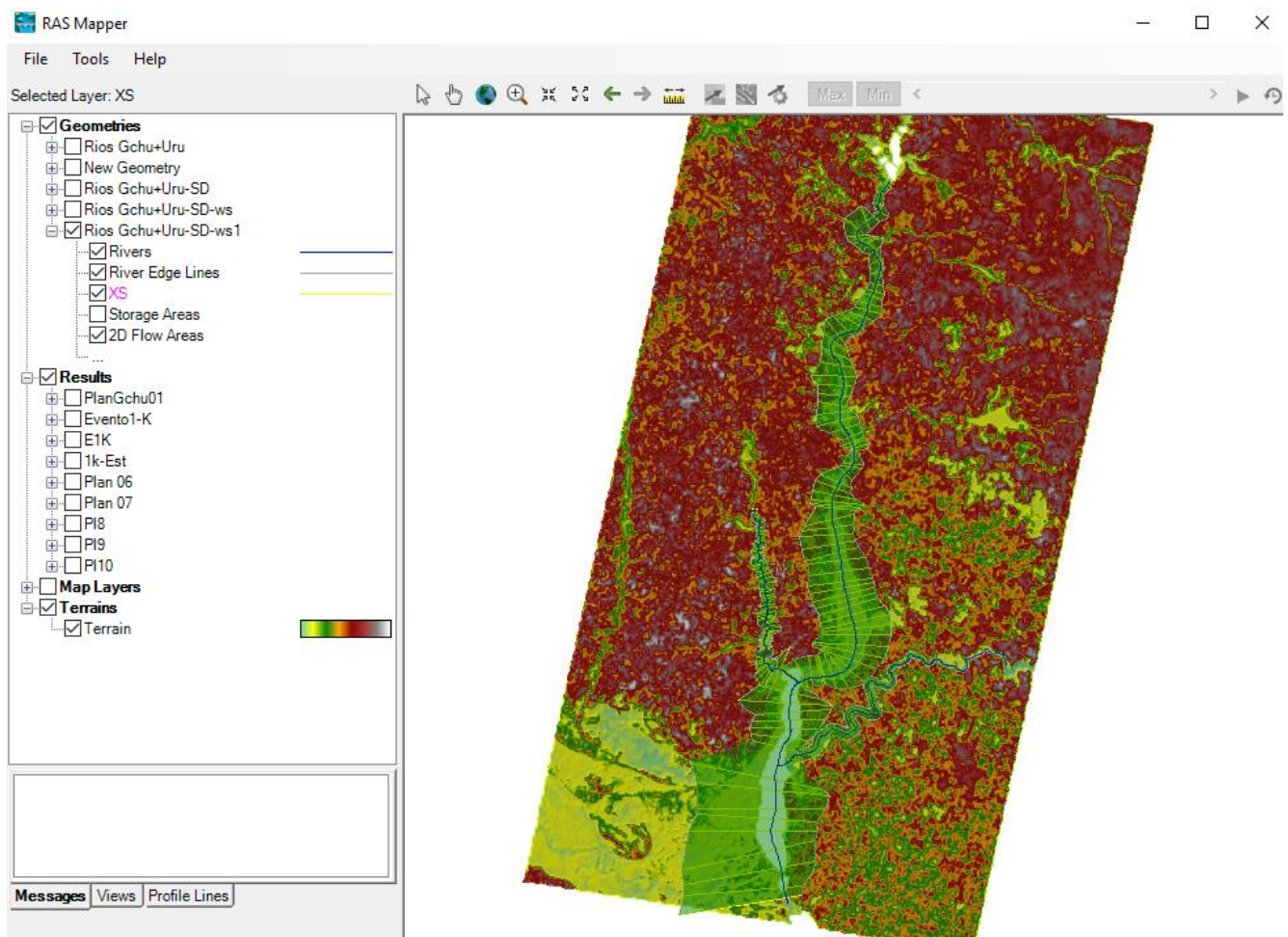


Figura 26 Imagen de la Red hídrica del modelo HEC-RAS.

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

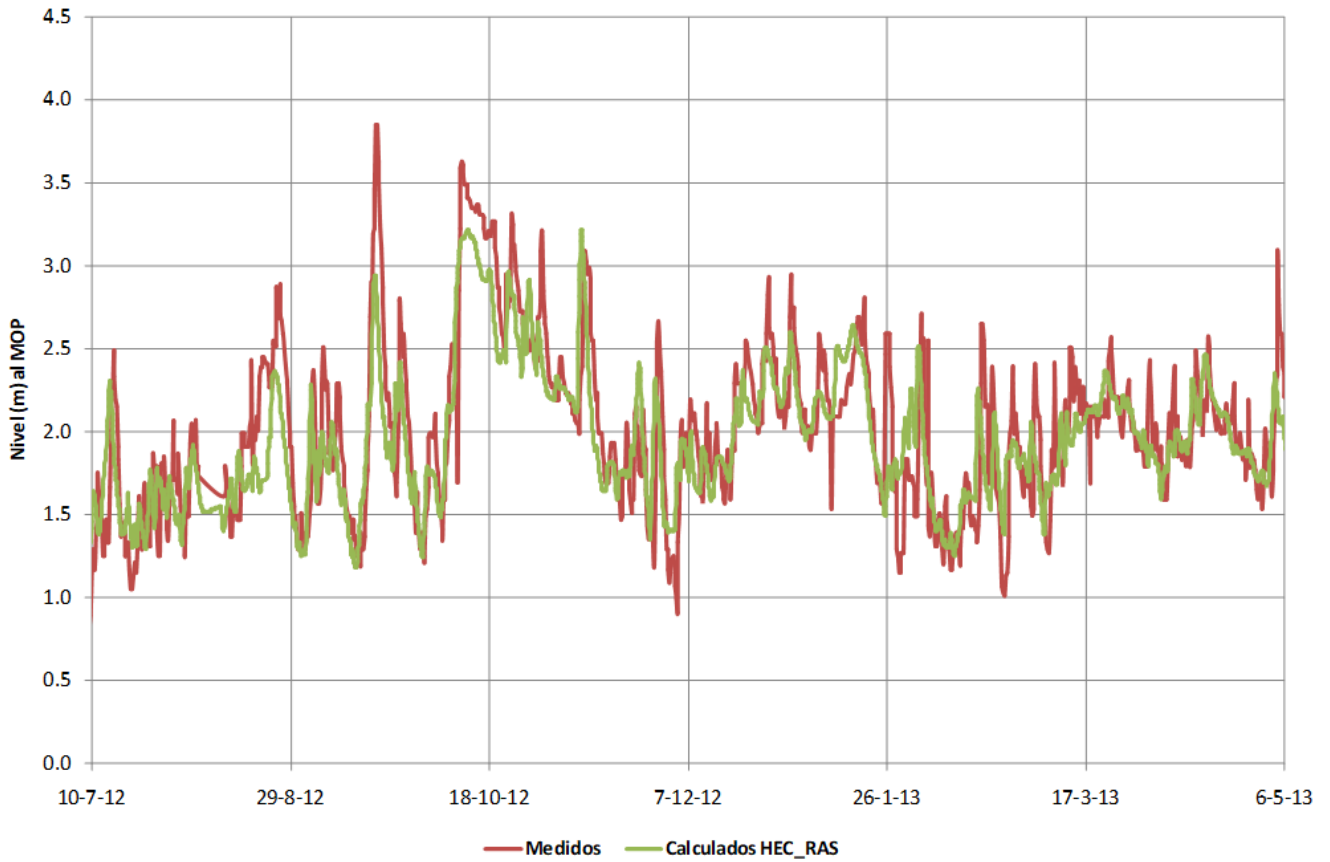


Figura 27 Niveles medidos y calculados en la estación ubicada en la boca del Gualeguaychú.

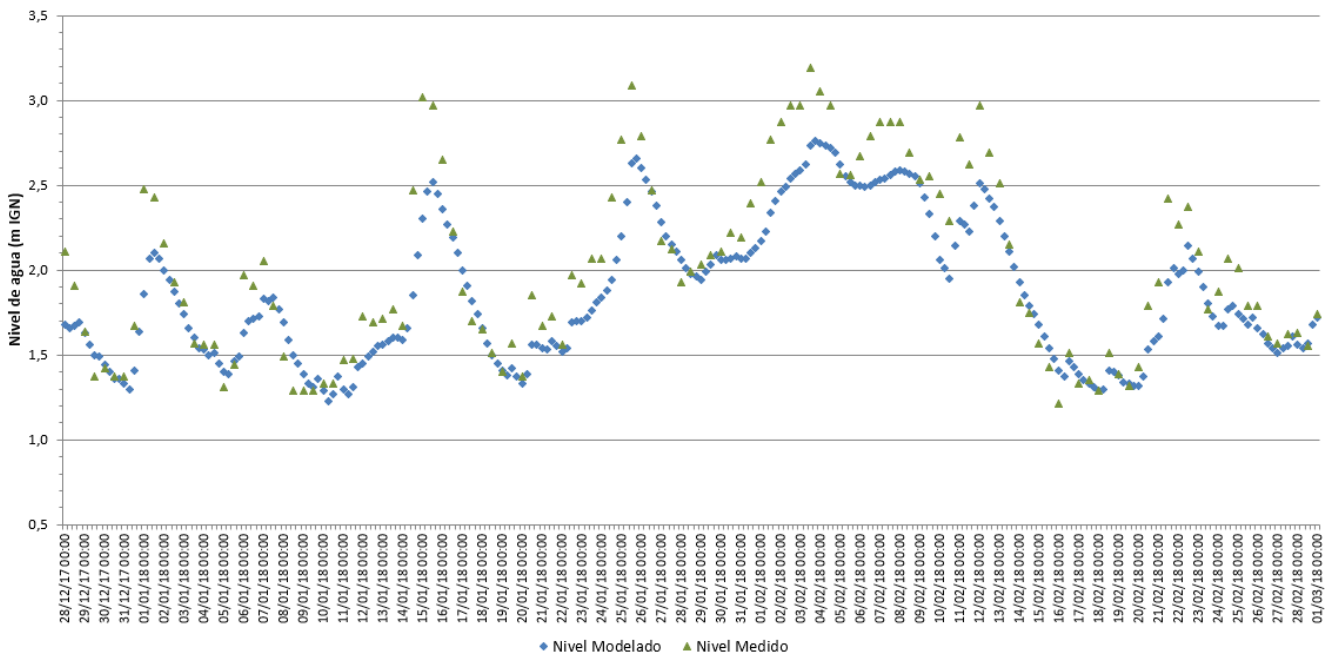


Figura 28 Niveles Medidos y Simulados en Concepción del Uruguay (28/12/2017 - 1/3/2018).

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.

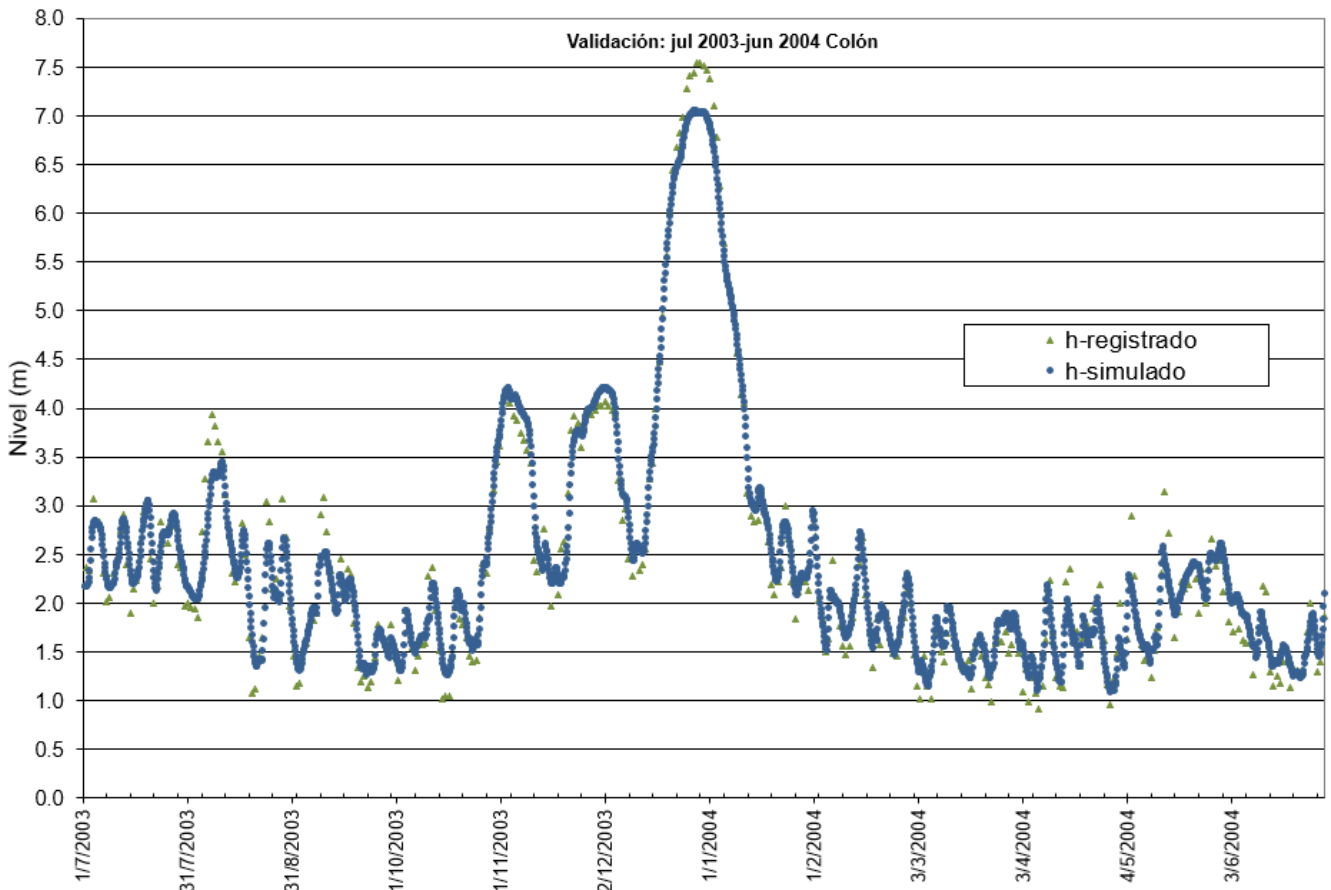


Figura 29 Niveles Medidos y Simulados en Colón (2003 y 2004).

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.

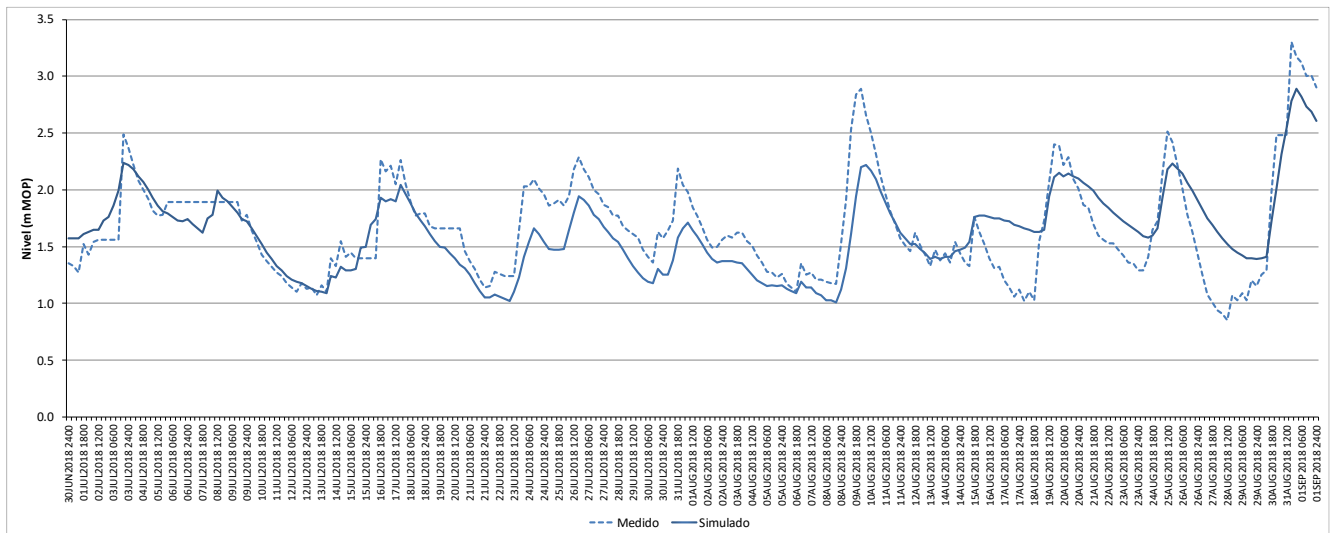


Figura 30 Niveles Medidos y Simulados en Boca Gualeguaychú (25/07/18-2/09/18).

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.

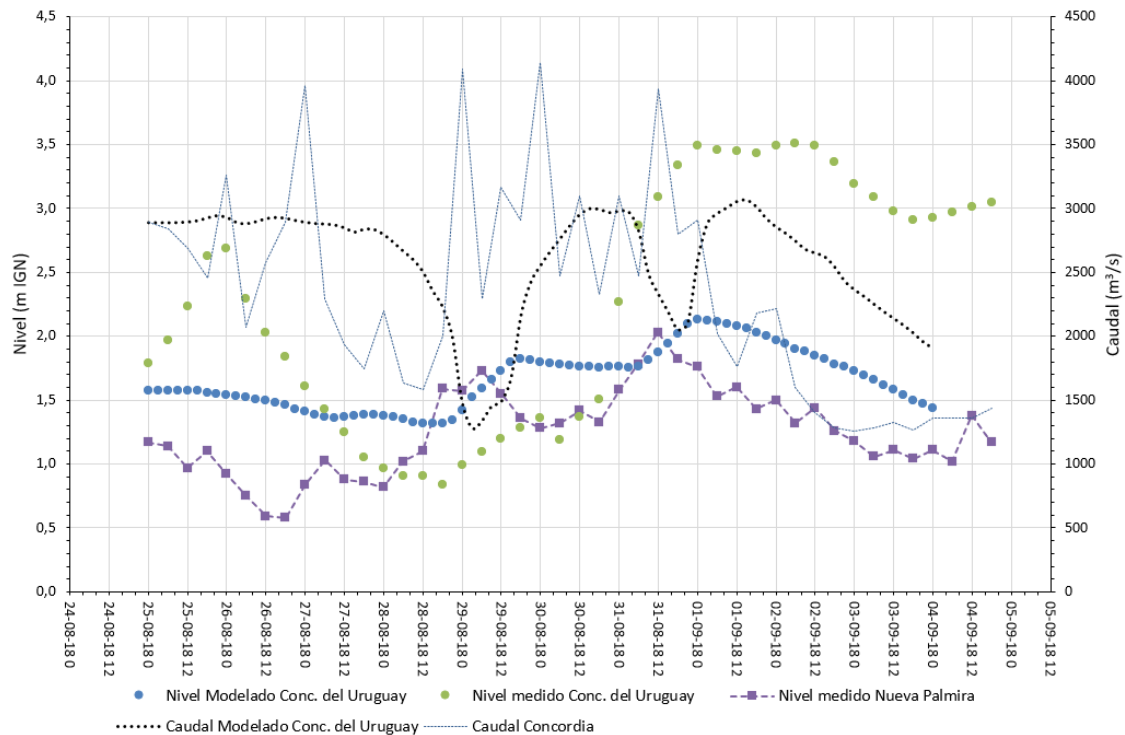


Figura 31 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y condiciones de borde de la modelación (24/08/18-4/09/18).

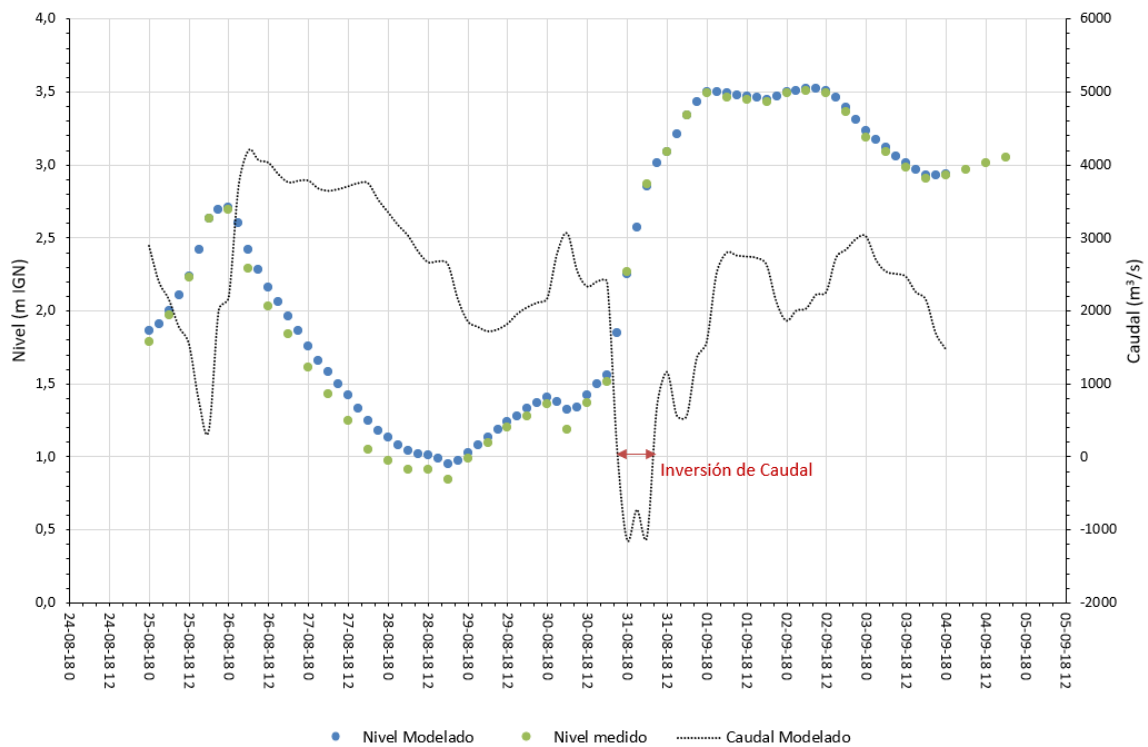


Figura 32 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y condiciones de borde aguas abajo de la modelación con el submodelo (24/08/18-4/09/18).

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).

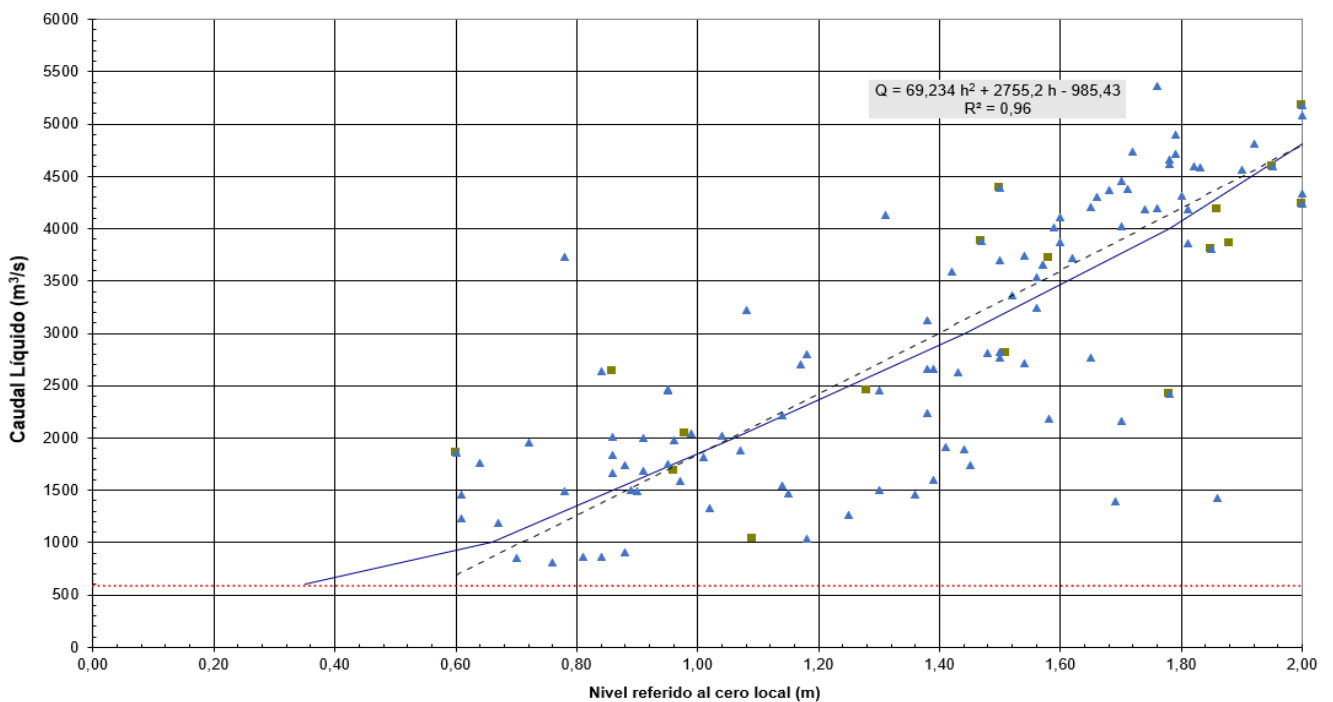
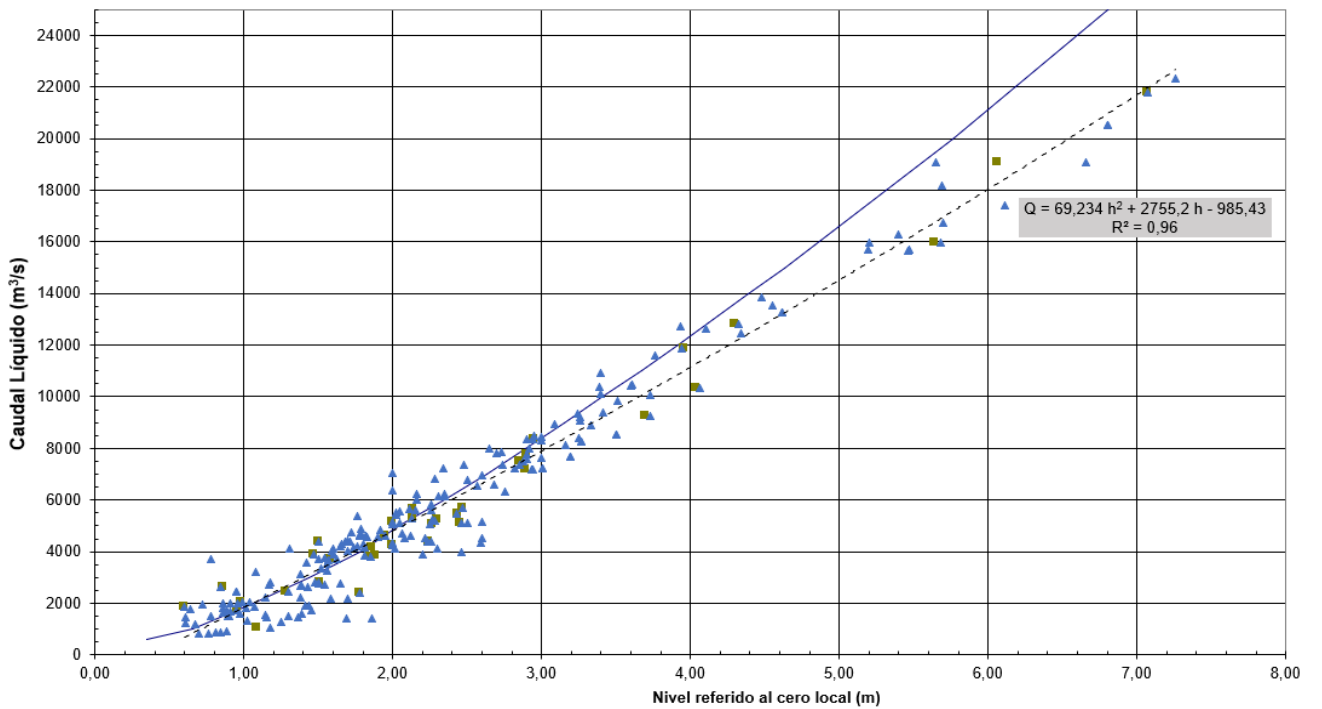


Figura 33 Relación Altura – Caudal en Concepción del Uruguay.

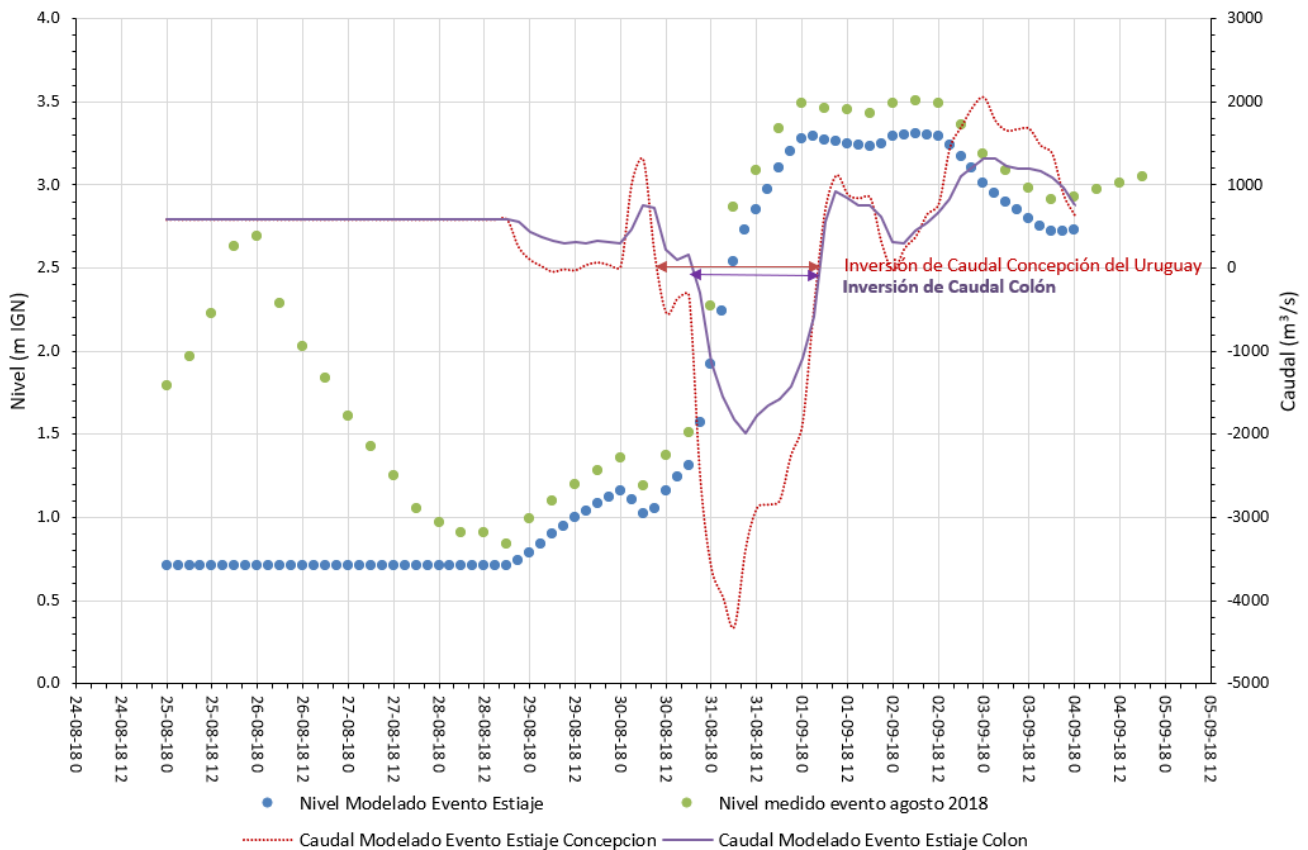


Figura 34 Niveles Medidos y Modelados en Concepción del Uruguay y caudales modelados en Concepción del Uruguay y Colón con el submodelo para un escenario de diseño en estiaje.

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.

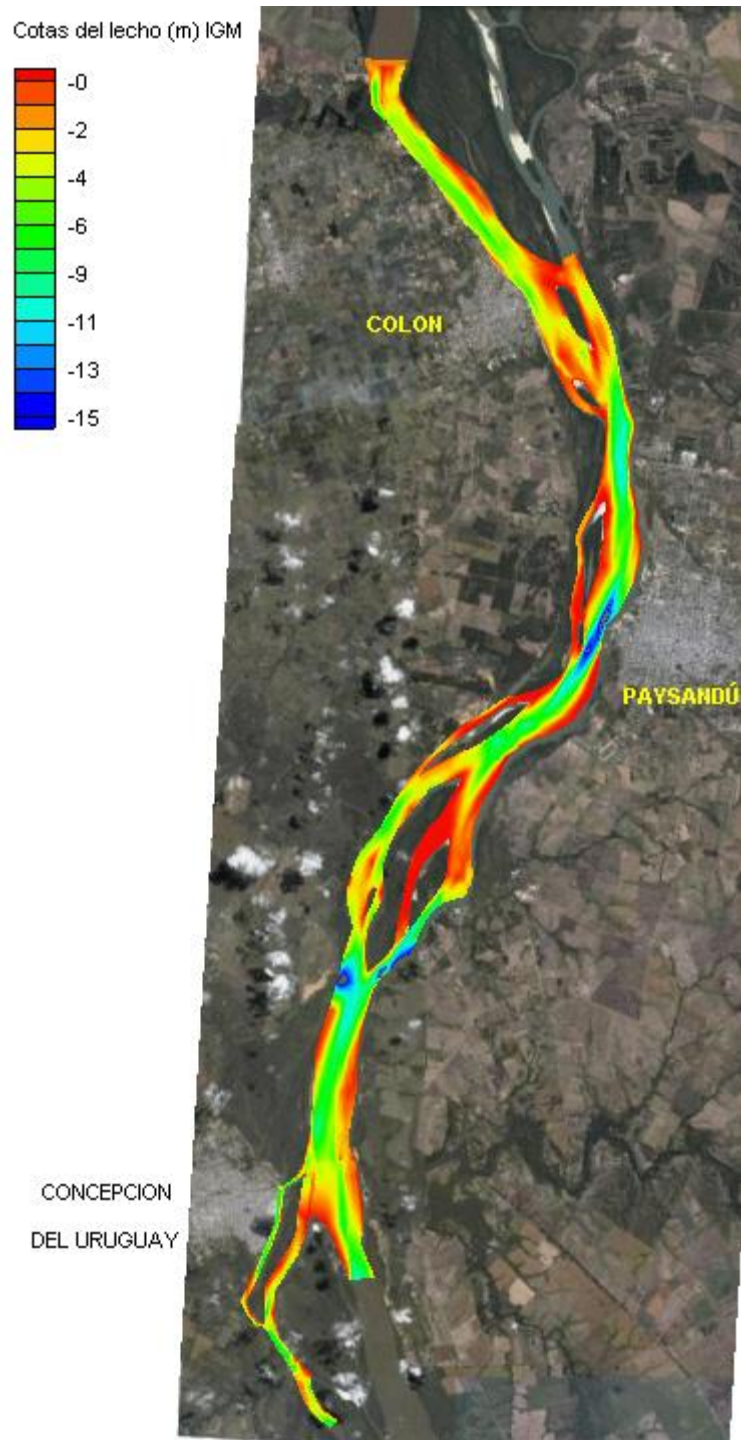


Figura 35 Zona Modelada (GECRU) – Modelo Digital del lecho.

Q1300	Hipótesis Año 2006	Hipótesis Año 2009	Hipótesis Año 2019	Hipótesis Año 2029	Hipótesis Año 2039
Balneario San José	149	171	193	193	193
Balneario Norte Colón	131	150	170	170	170
Balneario Piedras Coloradas	113	129	145	146	147
Balneario Municipal Colón	238	255	281	295	309
Isia Caridad	1415	1440	1561	1690	1832
Balneario Municipal Paysandú	534	534	534	534	534
Isia Almirón	308	321	340	369	379
Paso Vera	580	592	643	695	751
Balneario Banco Pelay	562	574	623	673	728
Isia Cambacua	393	402	436	471	509
Balneario 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

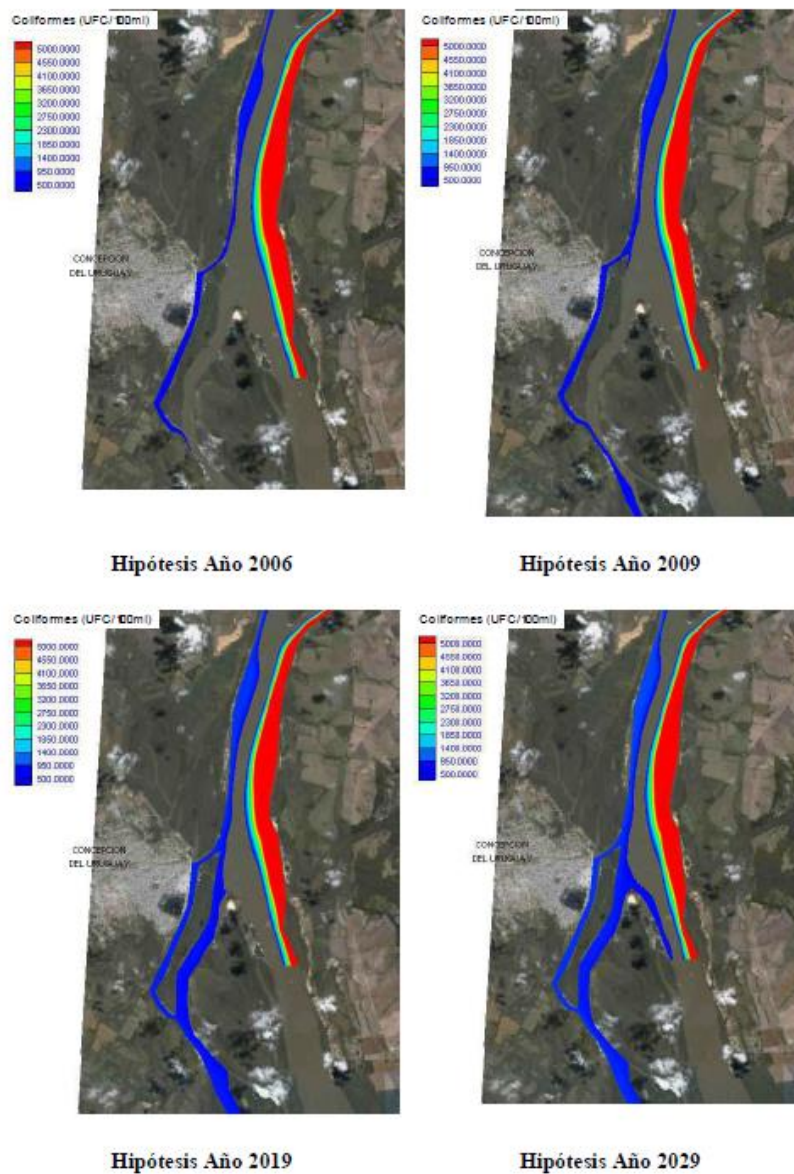


Figura 36 Concentración de bacterias coliformes fecales debido a las descargas de Colón y Paysandú (GECRU, Zabalett, 2012).

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).

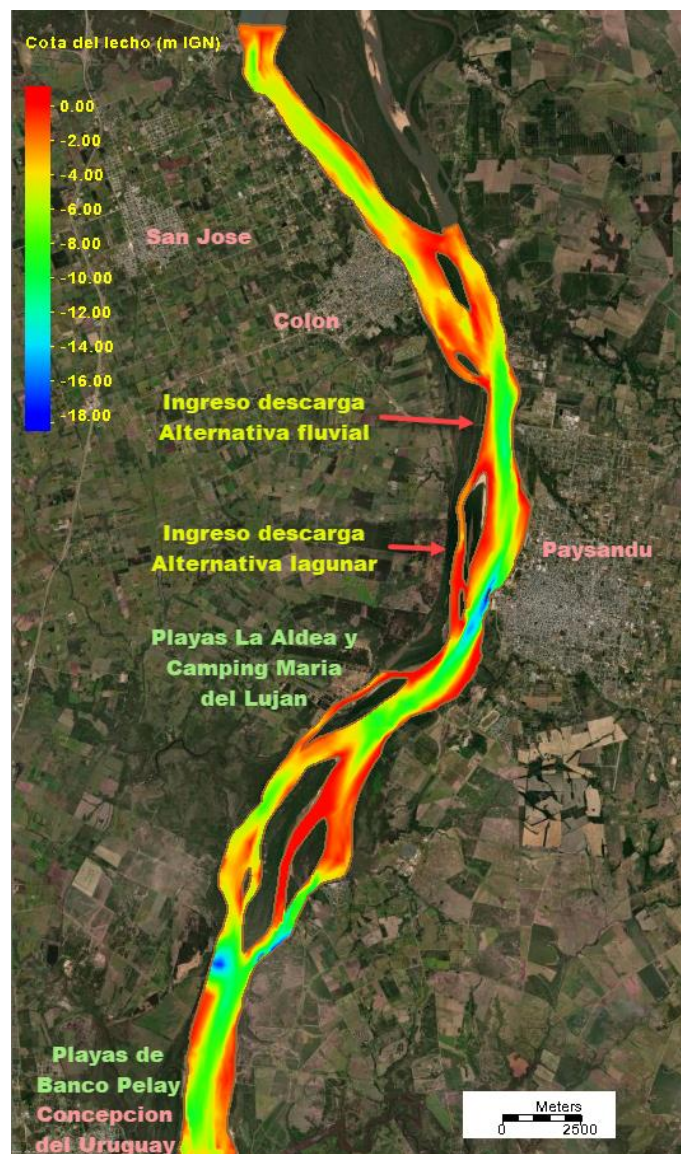


Figura 37 Modelo digital del lecho del río Uruguay modelado.

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 m³/s, y el nivel aguas abajo $0,71$ 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 m³/s y $0,71$ 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

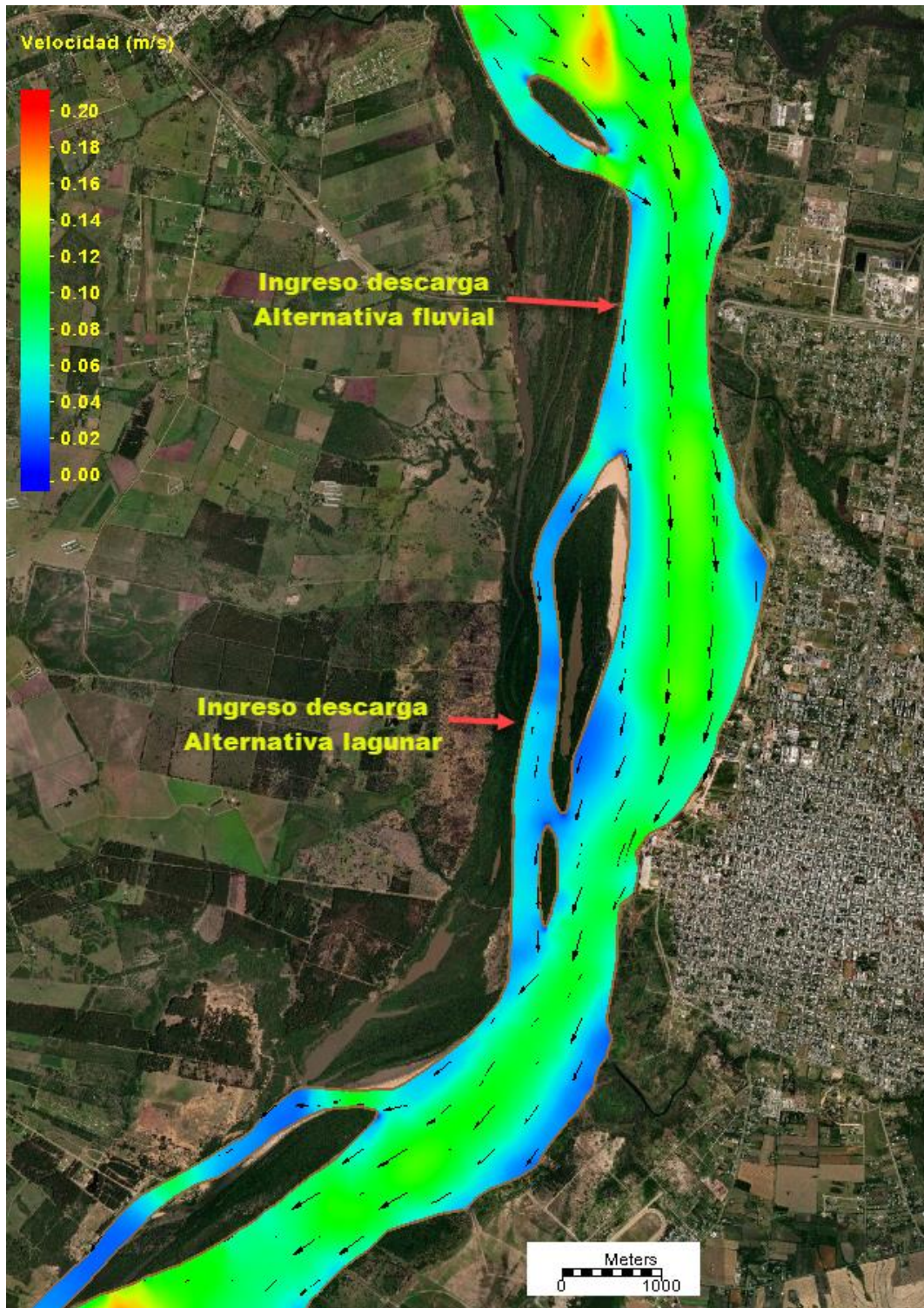


Figura 38 Campo de velocidades típico en condición de estiaje de diseño.

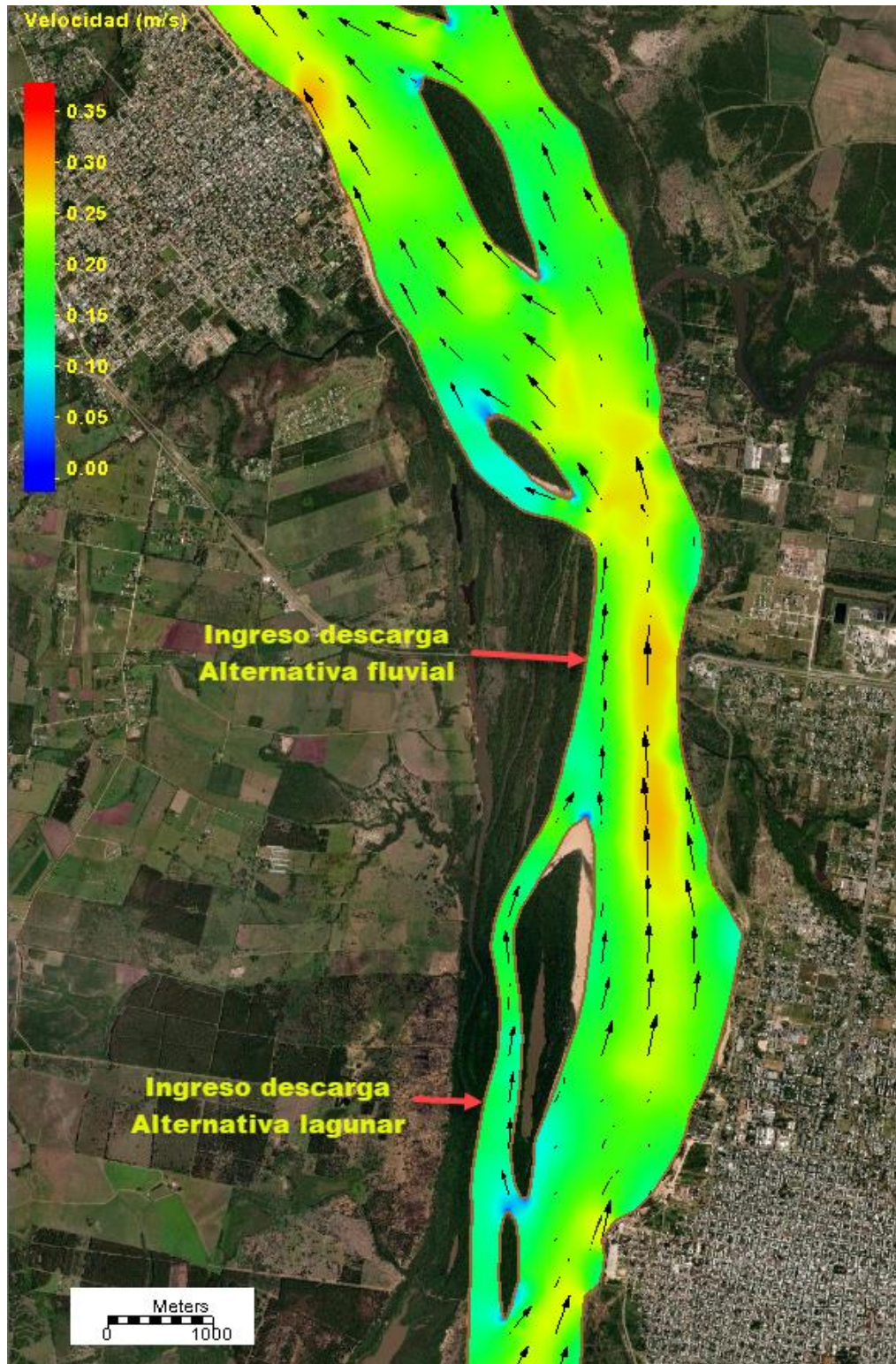


Figura 39 Campo de velocidades típico en el máximo de la inversión de caudal durante una sudestada.

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:

- DBO_5 , 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:

- DBO_5 , 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 $DQO/DBO_5 = 10$ 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.

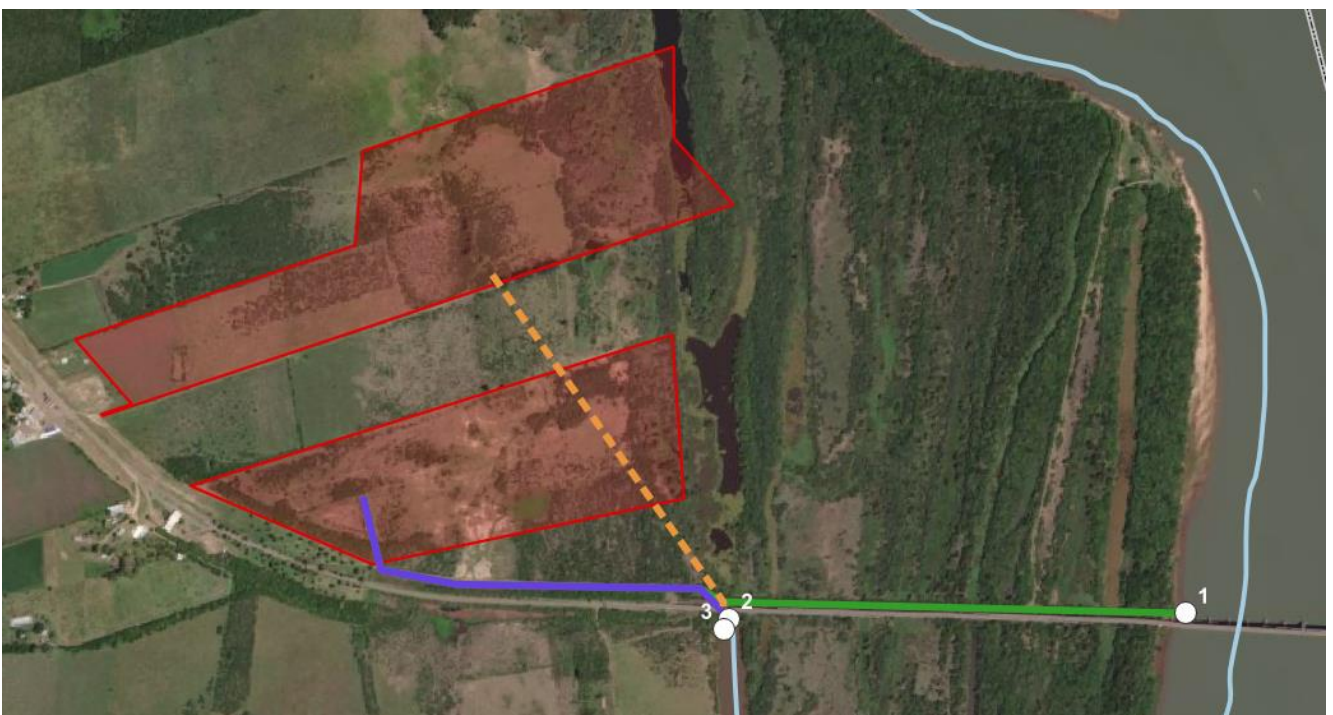


Figura 40 Alternativas de traza y punto de vuelco del emisario.

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 DBO₅.

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 m³/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 mg/l de DBO₅ y 0,2 UFC/100ml de bacterias coliformes fecales, es decir, valores prácticamente despreciables.

Cabe recordar que se consideró que no existen reacciones en el medio que reduzcan la DBO₅ 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 DBO₅ 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 mg/l de DBO₅ y 5 NMP/100ml de bacterias coliformes fecales, muy por debajo de los valores máximos admisibles para uso recreativo de la playa con contacto directo con el agua.

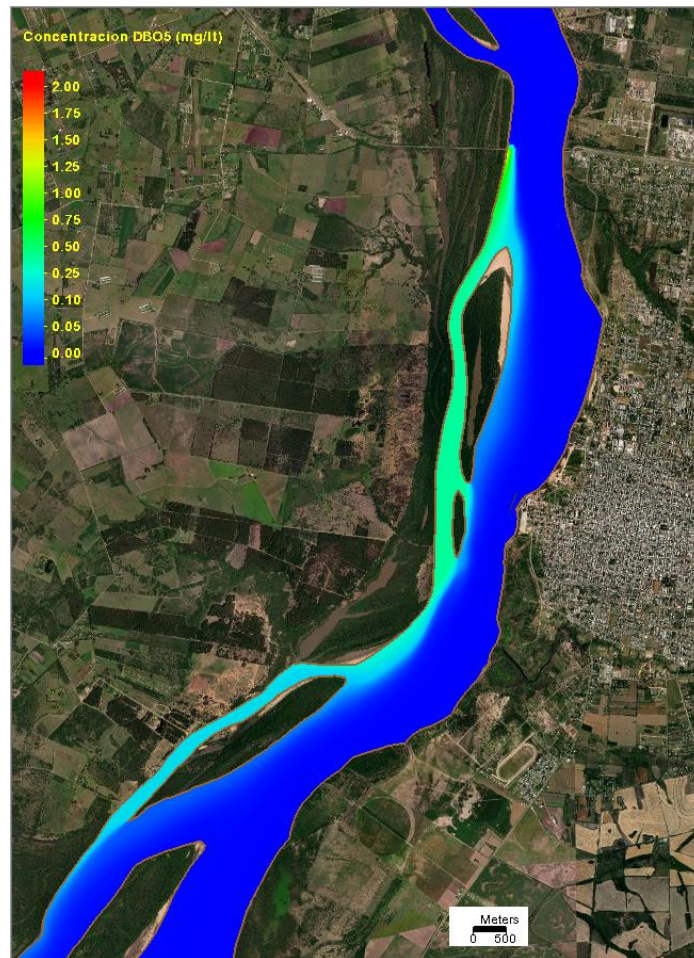


Figura 41 Alternativa 1 Fluvial. Concentración de DBO₅ luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

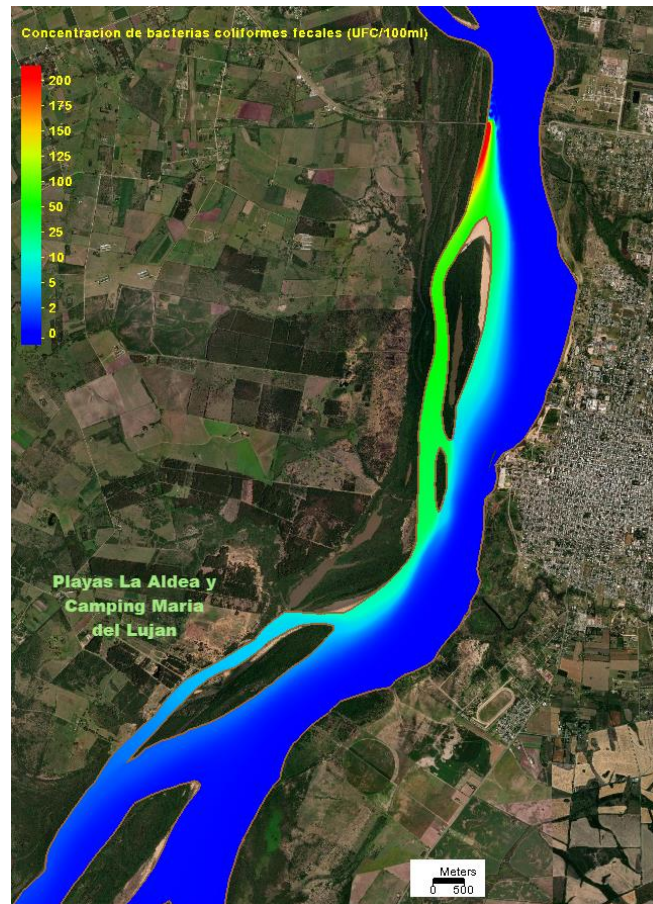


Figura 42 Alternativa 1 Fluvial. Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

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.

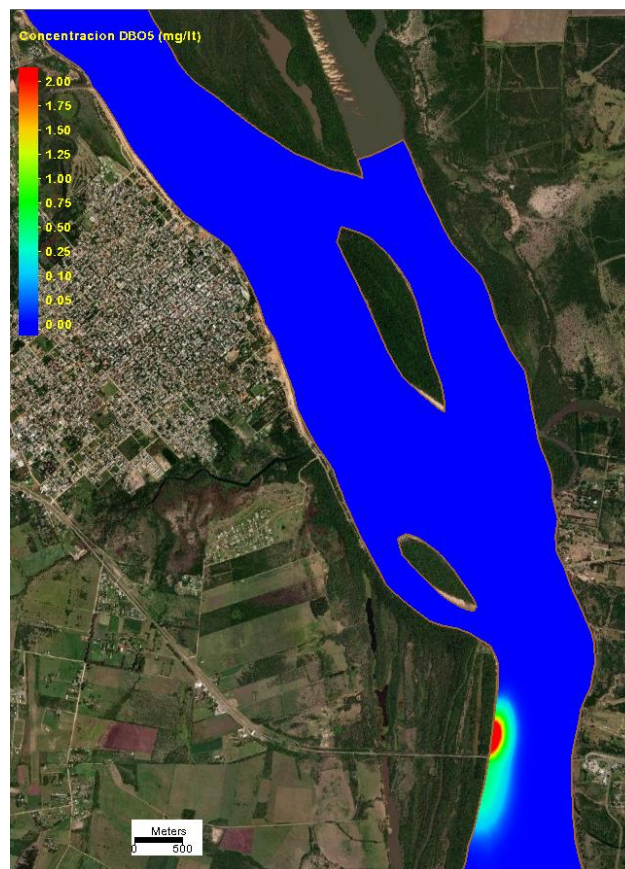


Figura 43 Alternativa 1 Fluvial. Acumulación del efluente durante la inversión del flujo. DBO₅.

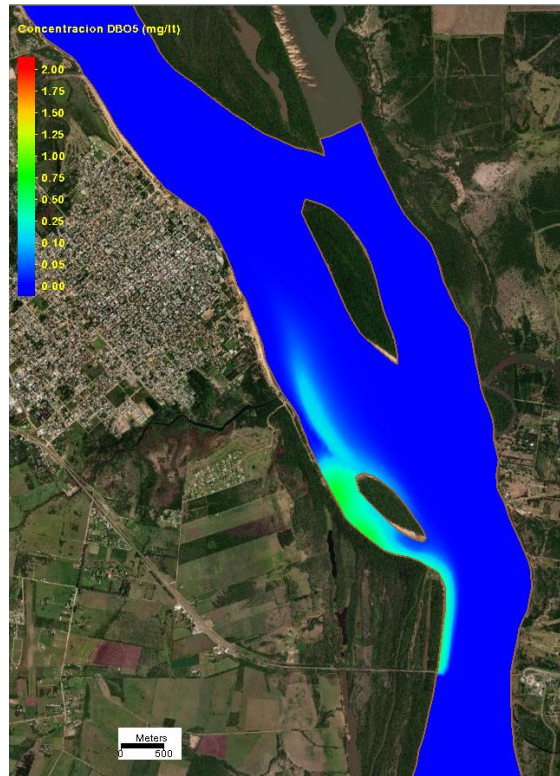


Figura 44 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la playa de la Isla de Hornos. DBO₅.

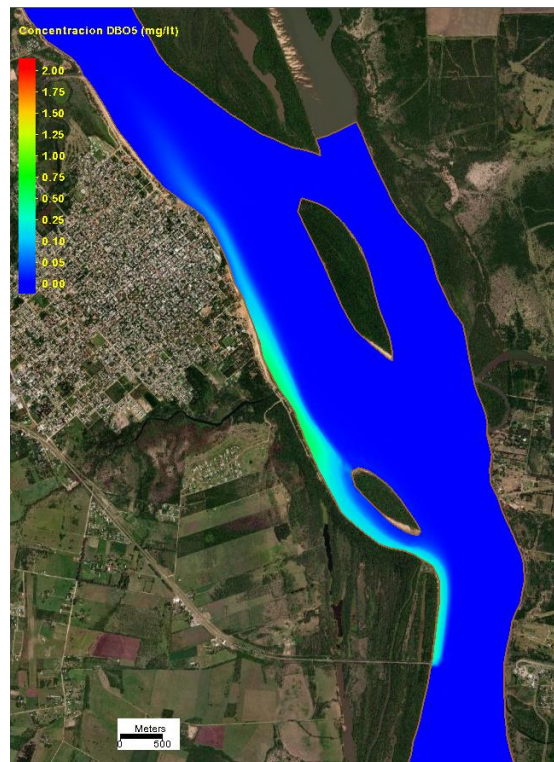


Figura 45 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la Playa Sur de Colón. DBO₅.

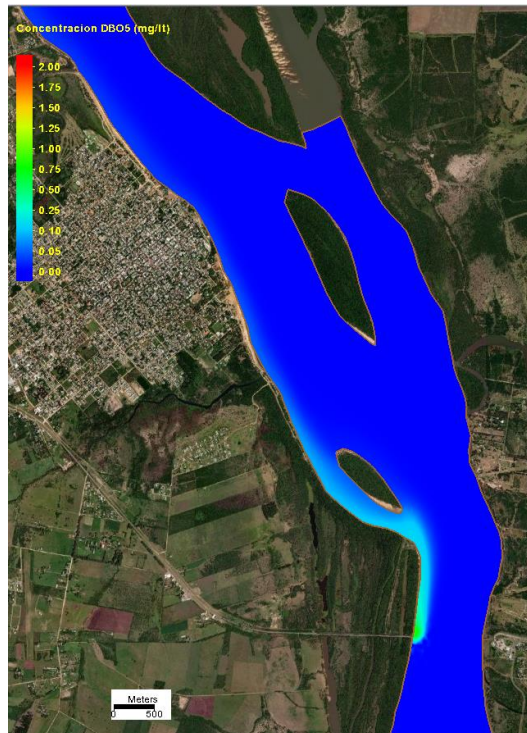


Figura 46 Alternativa 1 Fluvial. Máximo avance hacia el Norte de la pluma al final de la reversión de flujo. DBO₅.

El pasaje de la pluma con un máximo de concentración de bacterias coliformes fecales se ilustra en las siguientes figuras.

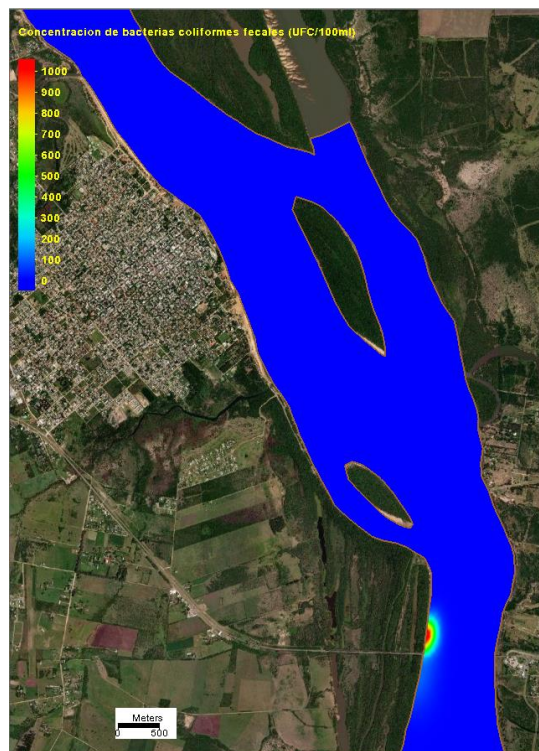


Figura 47 Alternativa 1 Fluvial. Acumulación del efluente durante la inversión del flujo. Bacterias coliformes fecales.

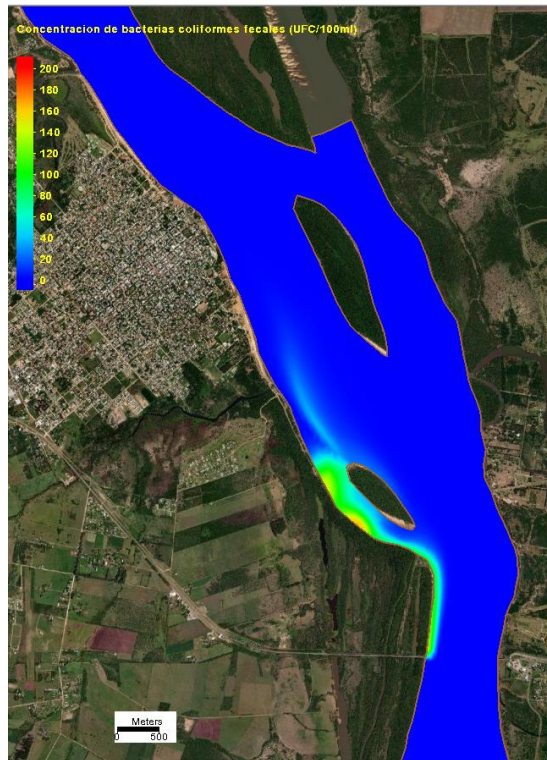


Figura 48 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la playa de la Isla de Hornos. Bacterias coliformes fecales.

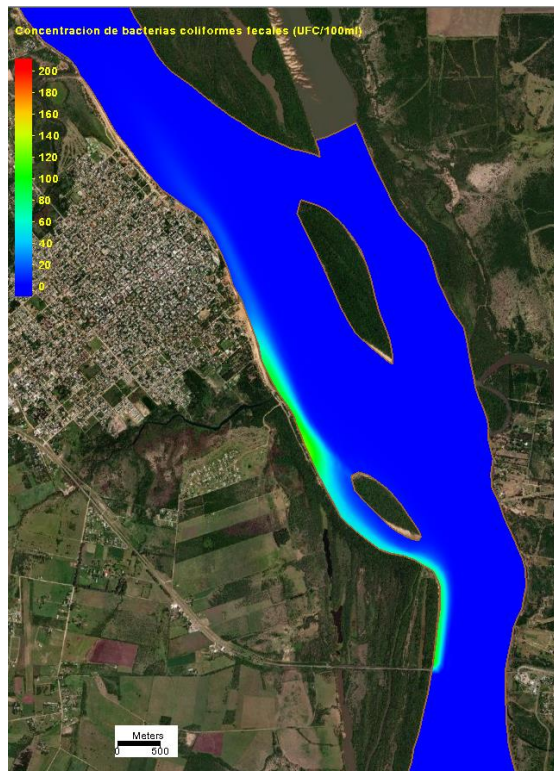


Figura 49 Alternativa 1 Fluvial. Hora de máxima concentración de la pluma frente a la Playa Sur de Colón. Bacterias coliformes fecales.

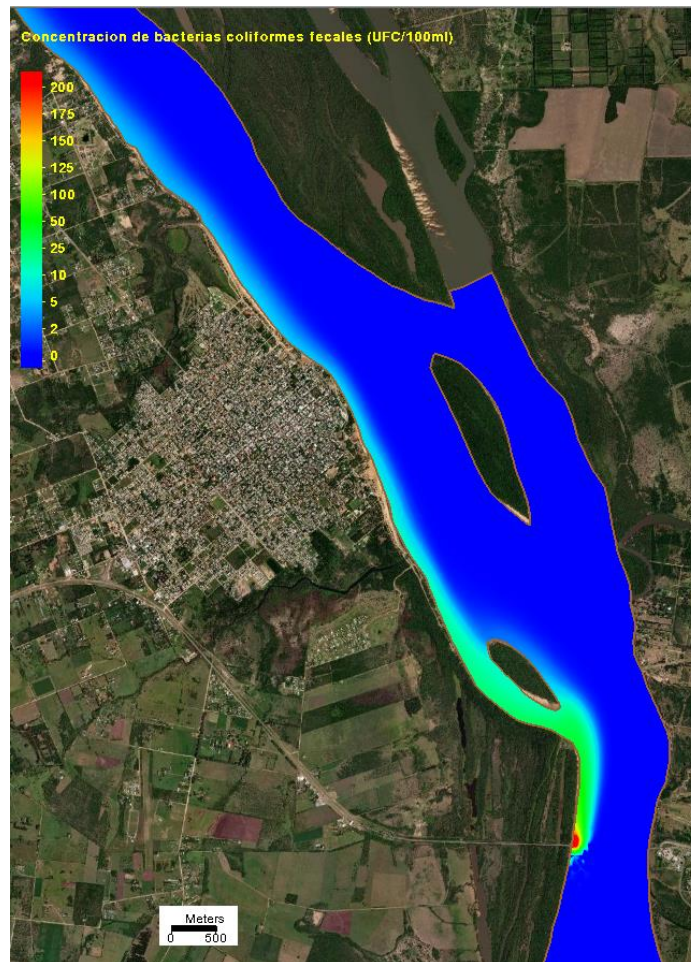


Figura 50 Alternativa 1 Fluvial. Máximo avance hacia el Norte de la pluma al final de la reversión de flujo. Bacterias coliformes fecales. Cambio de escala para resaltar valores menores a 20 UFC/100ml.

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.

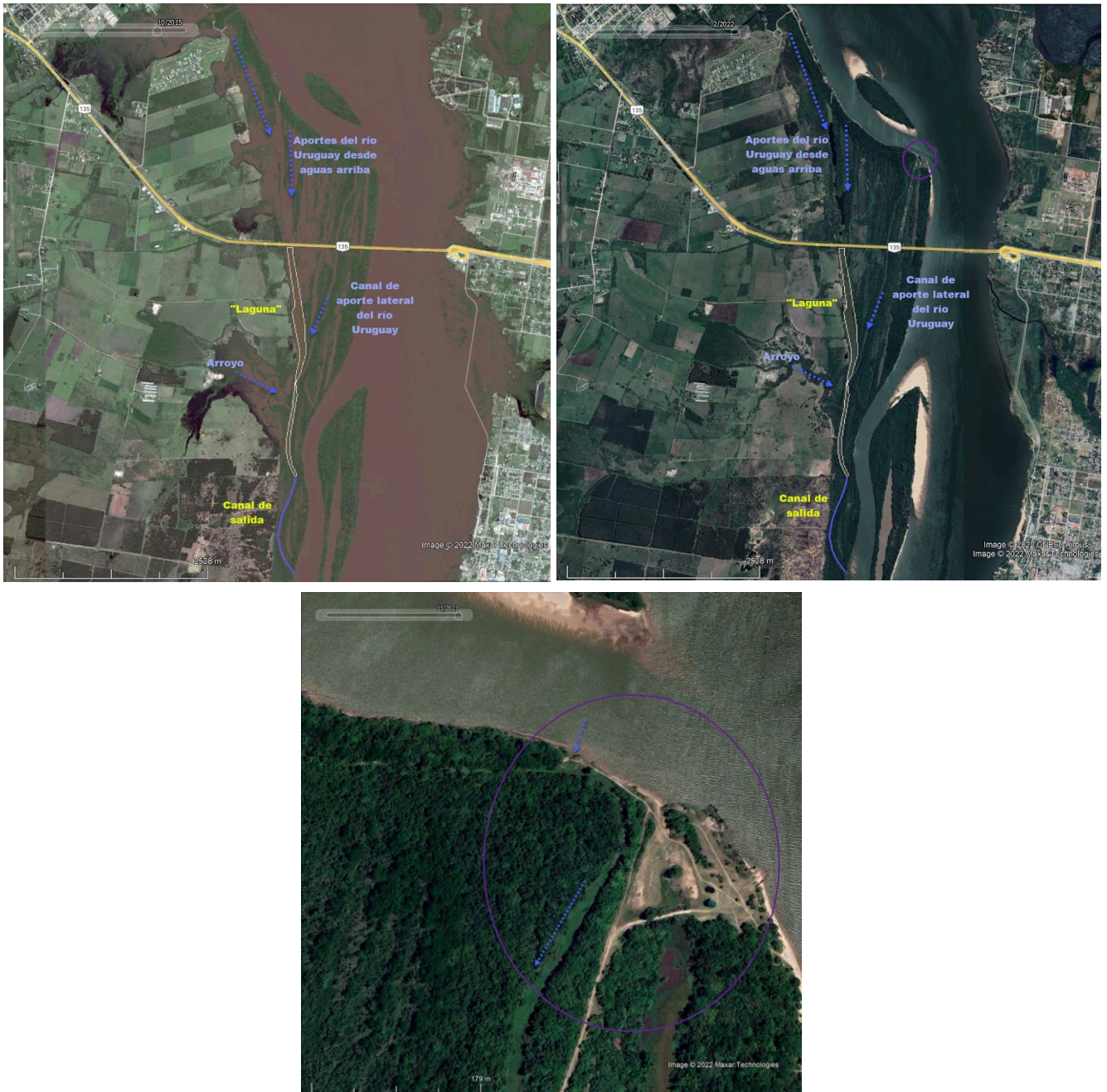


Figura 51 Características del cuerpo lagunar de descarga para la Alternativa 2.



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 Tw 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 = T₉₀ / ln(10) = T₉₀ / 2,3
- T_a = T₉₉ / ln(100) = T₉₉ / 4,6

siendo T₉₀ y T₉₉ 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 T₉₀ de 3 días, resultando K_b ≈ 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:

- a) Advección;
- b) difusión turbulenta;
- c) oxidación por acción de microorganismos (descomposición bioquímica);
- d) sedimentación (proceso que no es tan directo como el conocido efecto de caída de partículas hasta el fondo);
- e) 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
- f) 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)

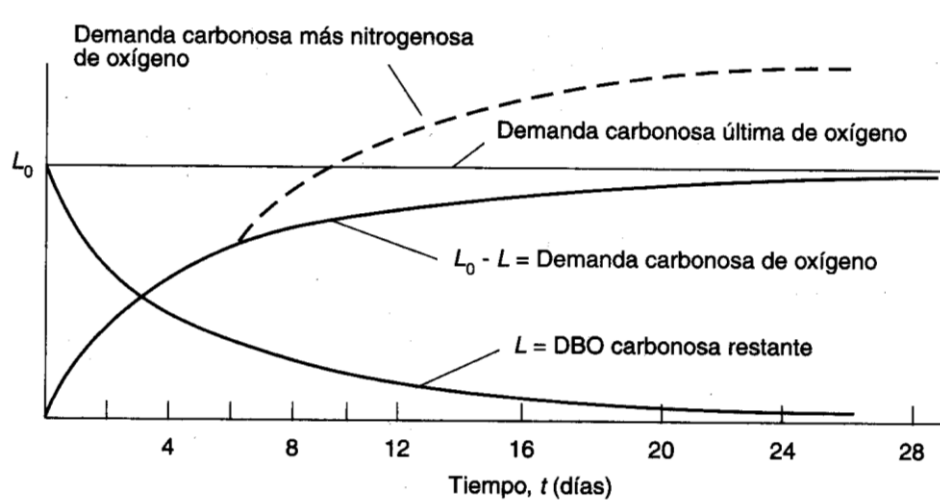


Figura 53 Curvas Tipo de DBO a 20°C.

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 54 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 55 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.

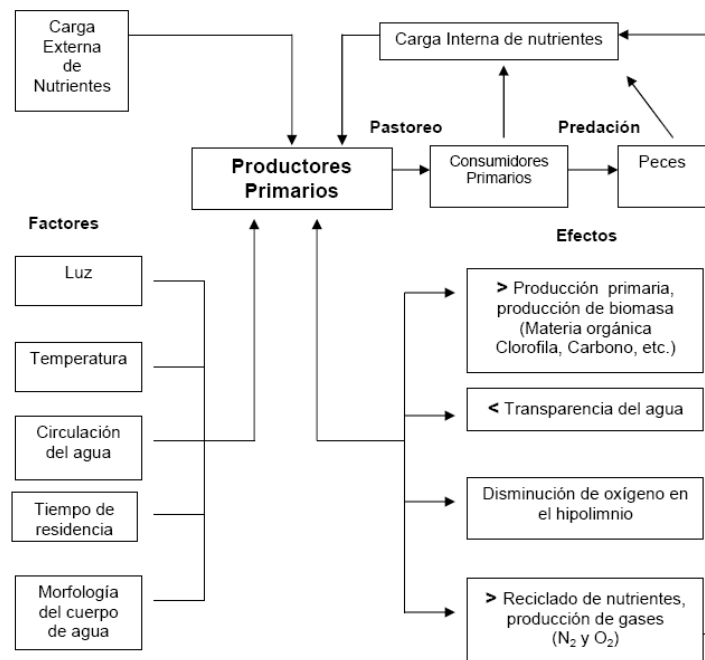


Figura 55 Cambios físicos, químicos y biológicos en la calidad del agua, causados por el proceso de eutrofización

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:
 - o en aguas para usos recreativos
 - o en las operaciones de captación y potabilización de agua para consumo
 - o 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.

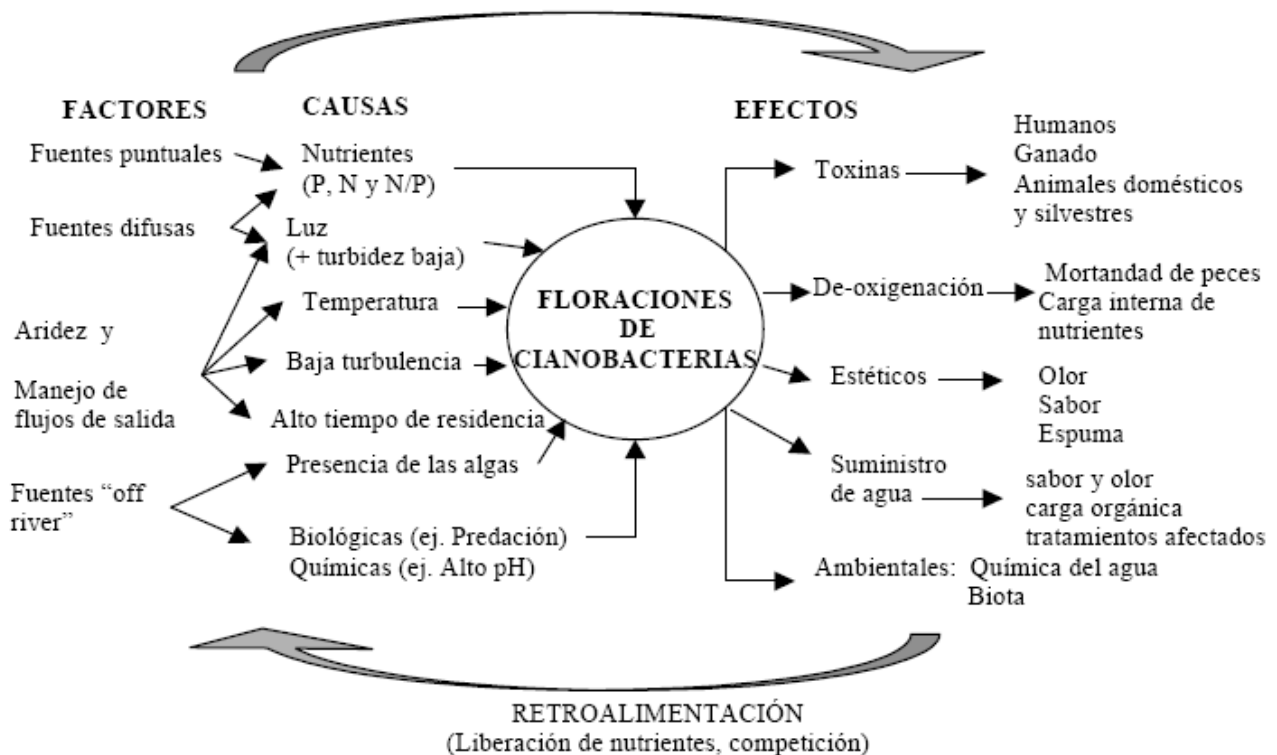


Figura 56 Diagrama simplificado de los factores que determinan las causas de las floraciones de cianobacterias y los efectos de éstas sobre los sistemas acuáticos, su biota y sus potenciales usos (modificado de Watanabe et al., 1995)¹⁴.

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 56).

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 56 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.

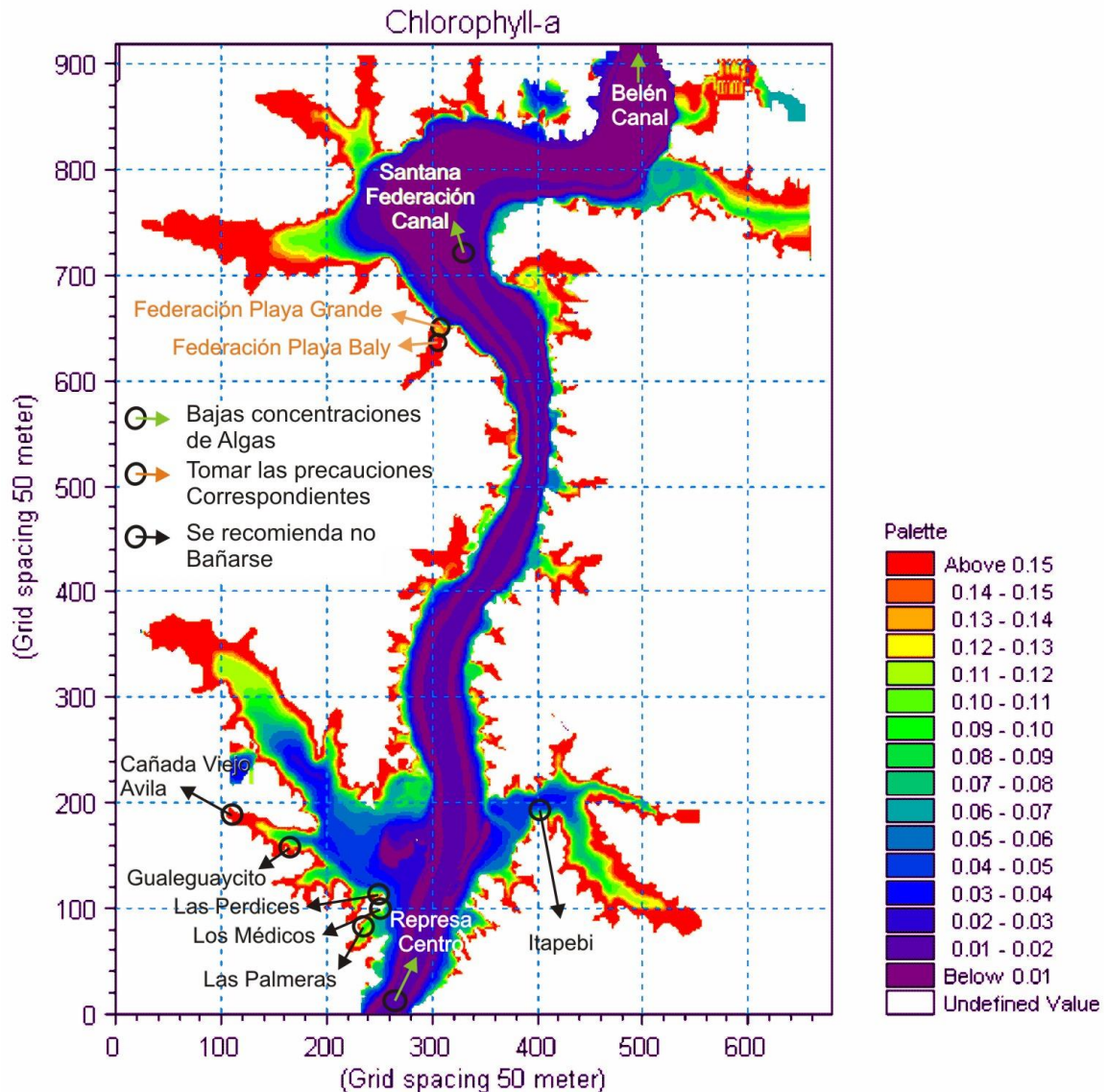


Figura 57 Superposición de resultado de la modelación de concentración de Clorofila a en el Embalse de Salto Grande con resultados de campañas de la CARU de monitoreo de floraciones algales.

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 57 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
Eutróficos	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.

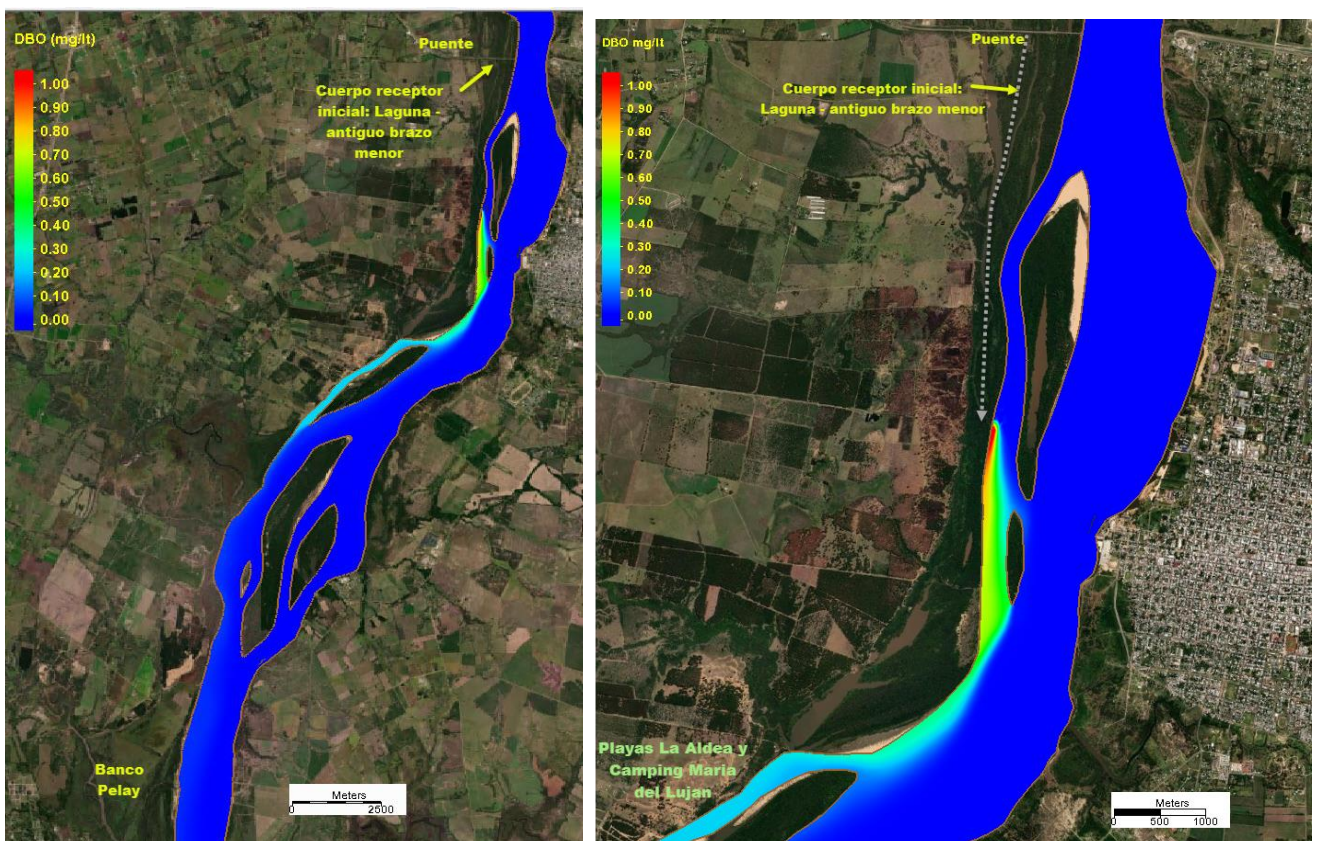


Figura 58 Concentración de DBO₅ luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

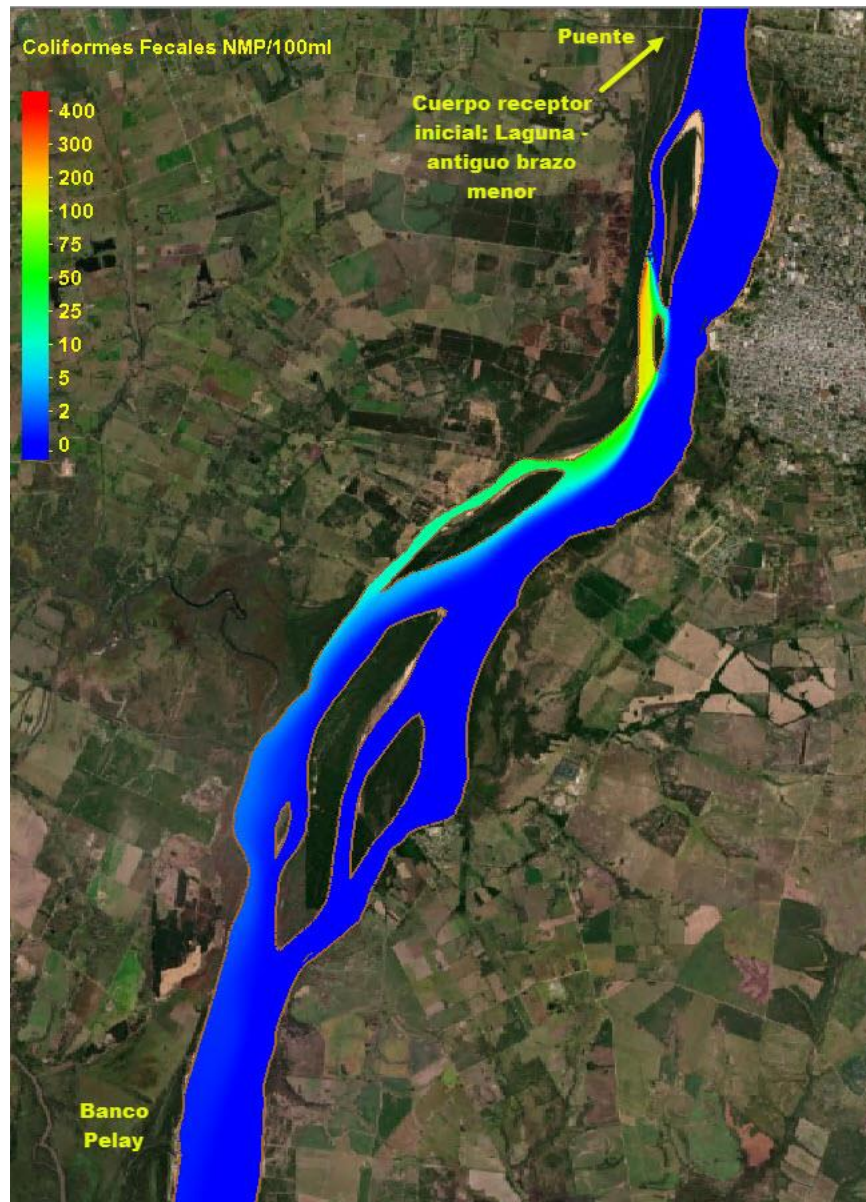


Figura 59 Concentración de bacterias coliformes fecales luego de 8 días de descarga constante con caudal de estiaje estacionario.

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 GEGRU 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 dimensionamiento 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 52, y es superior al 99,8% de las crecidas registradas en el período representado en la Figura 25 y la Tabla 53, 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 53, 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 58 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 59 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 58 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 59 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.

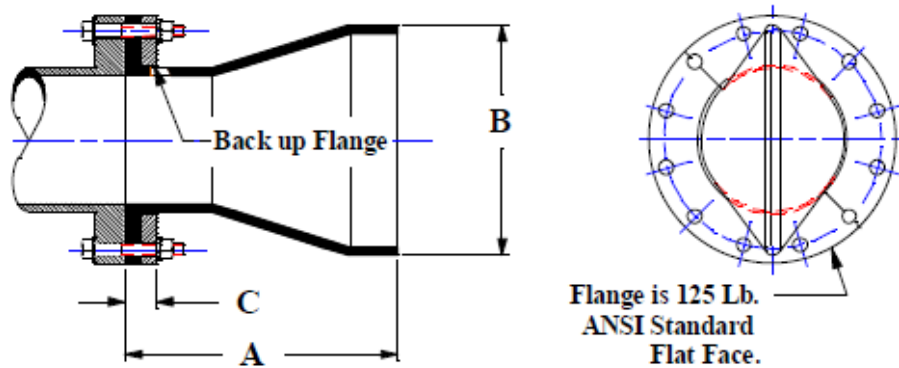


Figura 60 Ubicación de cámaras del emisario (Alternativa 1, 1ra y 2da etapa).

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 60, la Figura 62 y la Figura 63.

Tabla 60 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

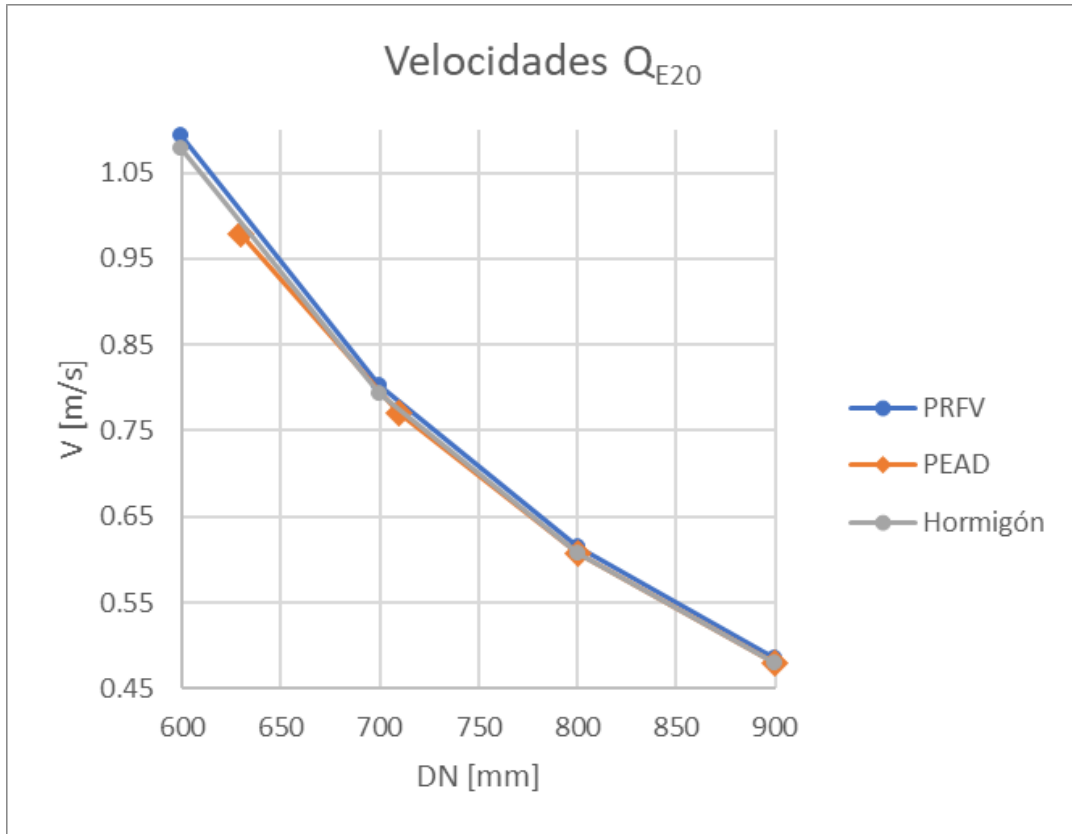


Figura 62 Velocidades en distintos materiales, para el caudal de diseño.

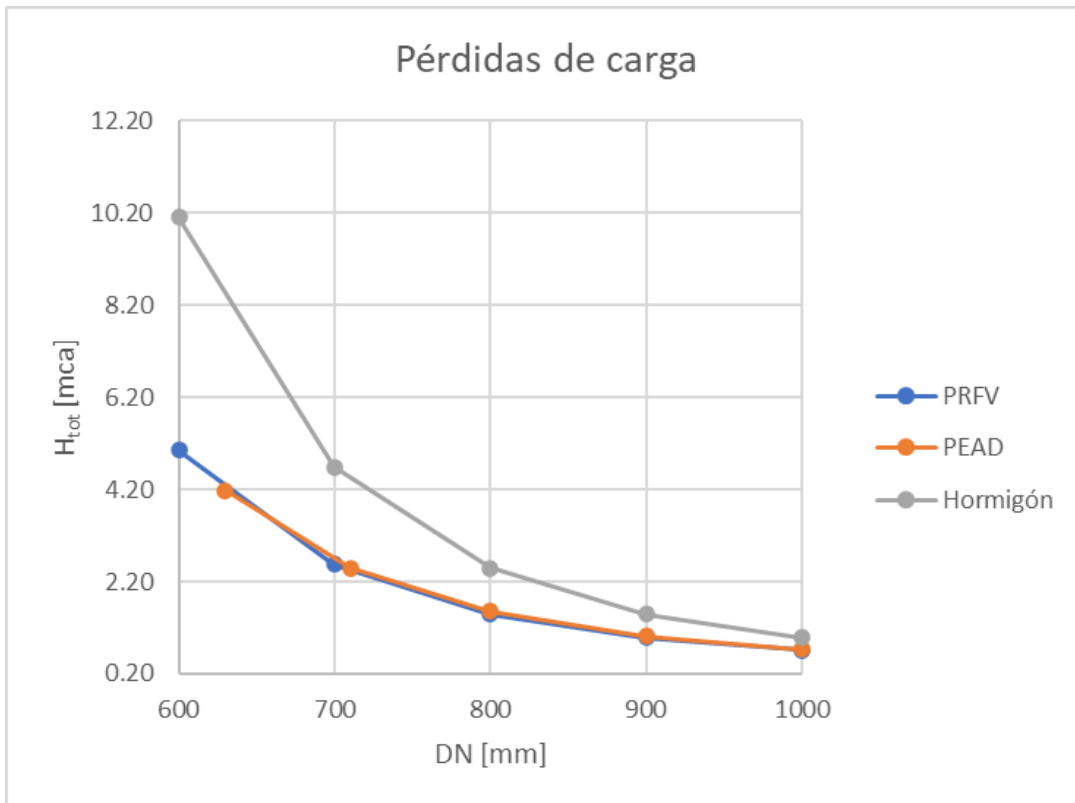


Figura 63 Pérdidas de carga en distintos materiales, para el caudal de diseño.

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:

$$H_{Cl} = C_s (H_o + H_l + H_b)$$

$$H_o = 0,25 \left(\frac{V_2^2}{2g} \right)$$

$$H_l = 0,35 \left(\frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$H_b = k \left(\frac{V_1^2}{2g} \right)$$

Dónde:

- H_o es la pérdida de altura por contracción.
- H_l 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 61).

Tabla 61 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.

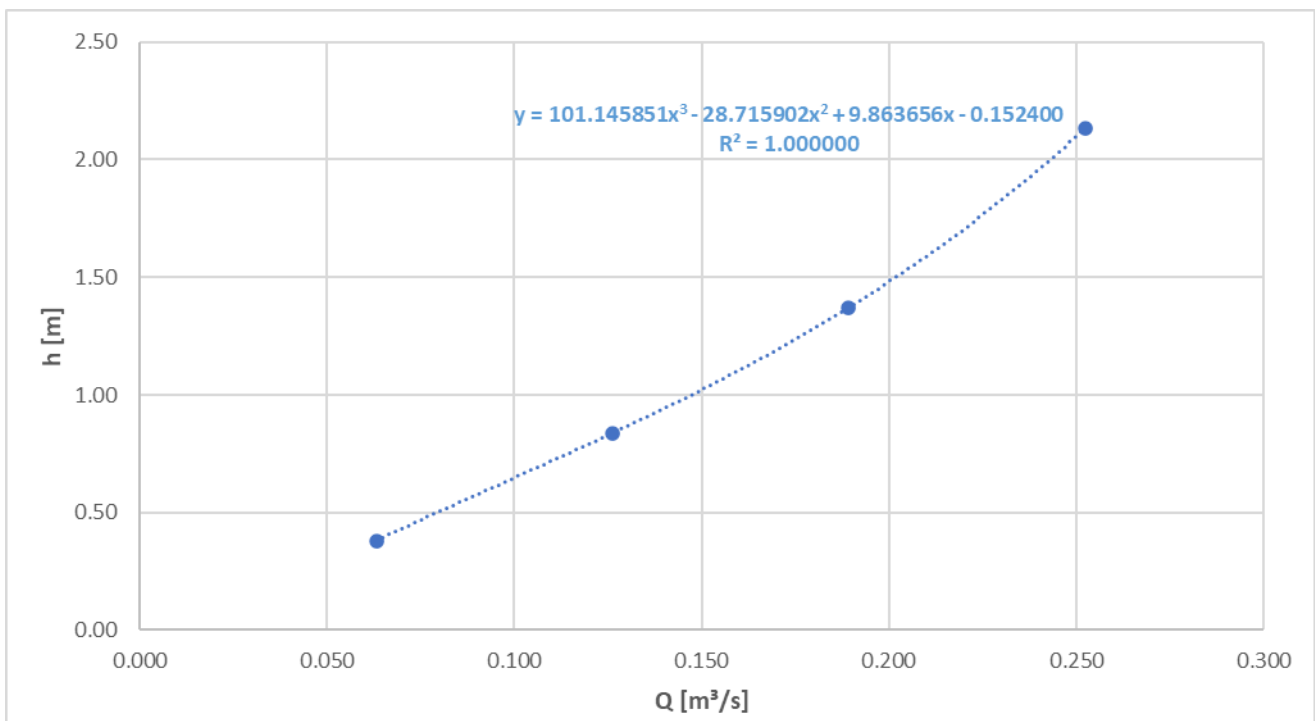


Figura 64 Pérdidas de energía en válvulas pico de pato 12" en función del caudal.

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.

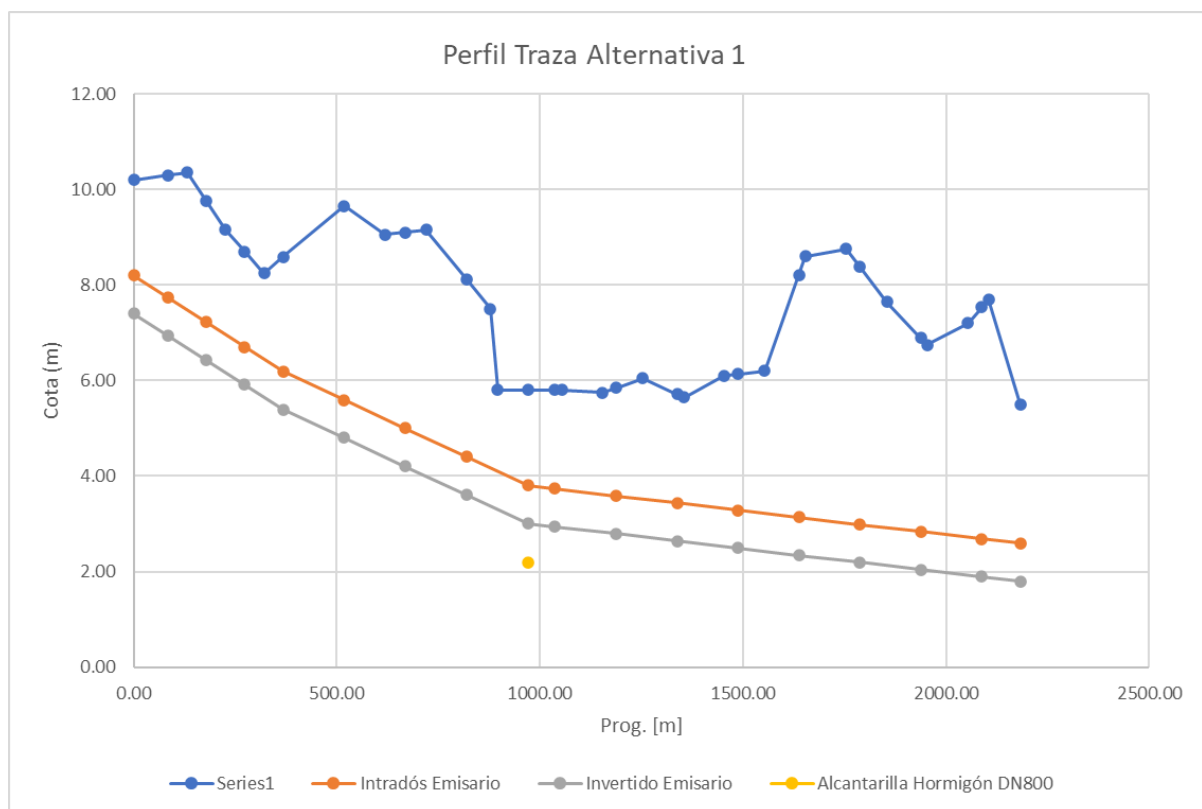


Figura 65 Perfil traza Alternativa 1 (Seleccionada).

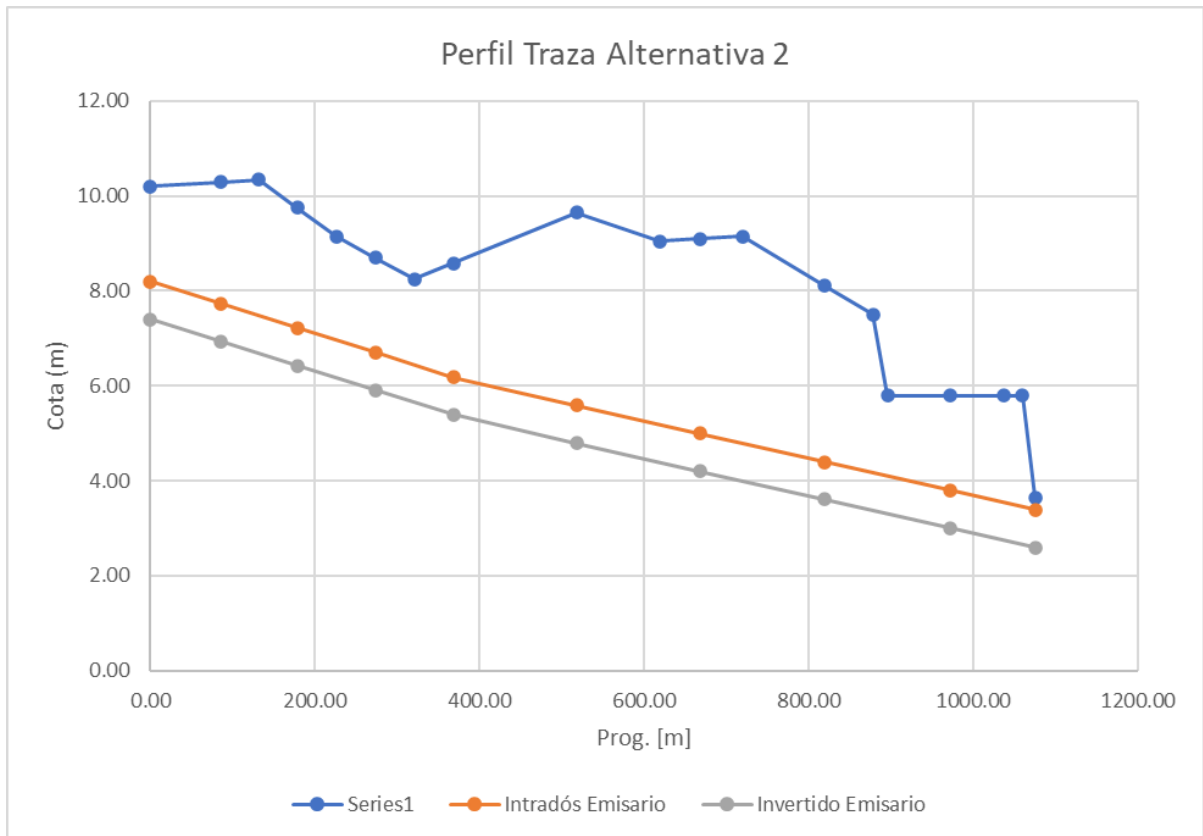


Figura 66 Perfil traza Alternativa 2 (descartada).

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 62 y Tabla 63.

Tabla 62 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 63 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 Alternativa 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 $k=0,15, 0,30, 0,33, 0,24,$ 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 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.

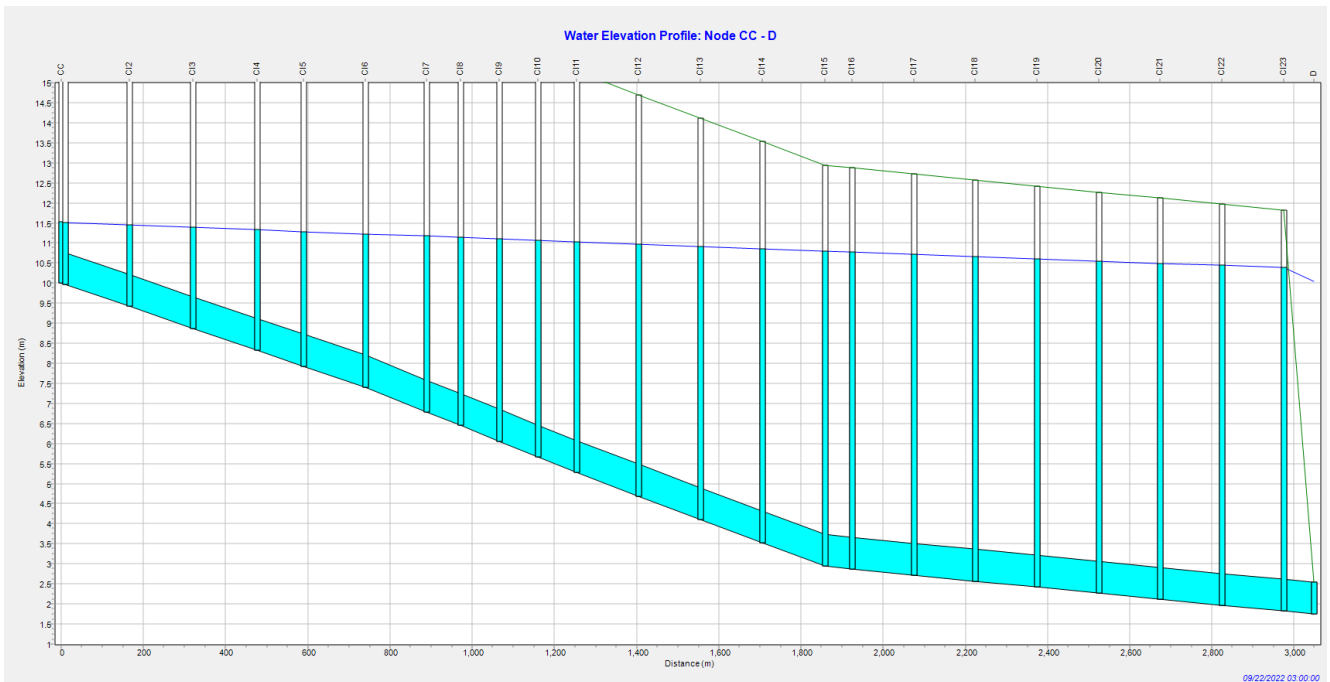


Figura 68 Perfil conducto y línea piezométrica. Escenario 1.

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.

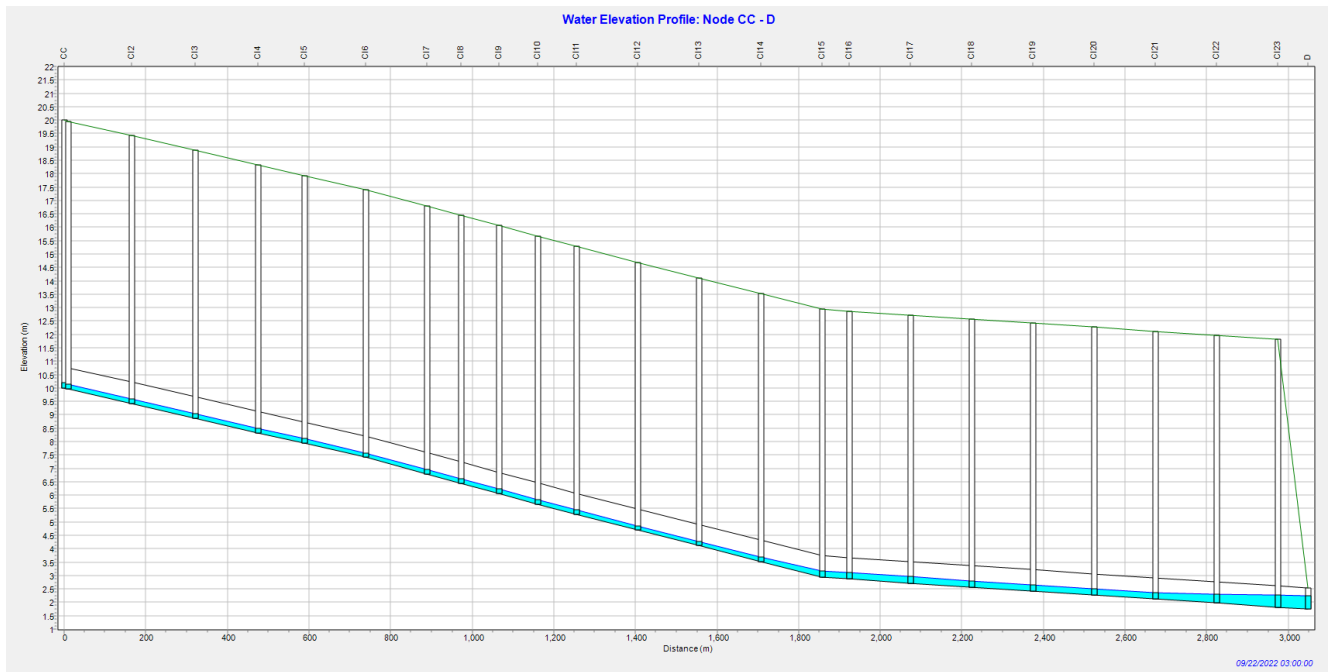


Figura 72 Perfil conducto y línea piezométrica. Escenario 2.

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 diseñó 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 $0,13 \text{ kg/m}^2$, 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 64.

Tabla 64 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 Tabla 65 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 65 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 atmosféricos	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	Impermeabilización 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 Cloración	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 6, 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.