

Informe N° 2

CAF - OSE

"Estudio y Recomendación de la Alternativa
más conveniente para asegurar el
Abastecimiento de Agua Potable para el
Sistema Metropolitano"

Consorcio SEINCO - H&S

Montevideo
Abril 2017

**ESTUDIO DE RECOMENDACIÓN DE LA
ALTERNATIVA MÁS CONVENIENTE PARA
ASEGURAR EL
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL
SISTEMA METROPOLITANO**

PROYECTO CAF-OSE

**INFORME Nº2
DESARROLLO Y ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS**

SEINCO - HAZEN

**Montevideo
Uruguay**

Ref.:S875

Fecha:	Archivo:	Elaborado:	Revisado:	Aprobado:
<i>Abril 2017</i>	<i>AASM CAF - Informe N2</i>	<i>JOB - NC</i>	<i>FG</i>	<i>FG</i>

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	12
2. ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL AGUA SUPERFICIAL EN LA CUENCA DEL RÍO SANTA LUCÍA.....	14
2.1. Introducción y antecedentes	14
2.1.1. <i>Antecedentes de análisis de estado trófico de las aguas en la cuenca del río Santa Lucía y de aptitud del agua bruta del río Santa Lucía como fuente para consumo humano</i>	14
2.2. Análisis de evolución de parámetros relevantes de calidad de agua para la Cuenca del Santa Lucía	16
2.2.1. <i>Calidad de agua en las distintas subcuencas de aporte a Aguas Corrientes</i>	16
2.2.2. <i>Relación caudal – parámetros de calidad de agua</i>	22
2.3. Análisis de los factores propiciadores de incidentes de sabor y olor en la cuenca del río Santa Lucía.	25
2.3.1. <i>Antecedentes</i>	25
2.3.2. <i>Incidentes específicos de olor y sabor en Aguas Corrientes</i>	26
2.4. Estudio de correlación entre calidad del agua bruta, sus causas antropogénicas y acciones de control vía aporte de nutrientes.....	29
2.5. Acciones de control asociadas a control de flujos mínimos de caudal de base en río (objetivo prevención de estado eutrófico por acción sobre tiempo de residencia hidráulico)	34
2.5.1. <i>Introducción al análisis de riesgos de eutroficación: modelo de Vollenweider</i>	34
2.5.2. <i>Análisis de los Embalses de la Cuenca según modelo de Vollenweider</i> ...	36
2.5.3. <i>Análisis de zonas asimilables a ambientes lénticos en curso del Santa Lucía</i>	37
2.6. Acciones de control asociadas a control de flujos mínimos de caudal de base en río (objetivo prevención de estado eutrófico por acción sobre la turbiedad del agua bruta)	44
2.6.1. <i>Conceptos generales</i>	44
2.6.2. <i>Aplicación a la cuenca Alta del río Santa Lucía</i>	46
2.7. Cantidad de agua en la cuenca de Aguas Corrientes. Verificación de la suficiencia de regulación hídrica para la demanda proyectada.....	54
2.7.1. <i>Generación de la serie de flujos de escurrimientos diarios específicos</i>	54
2.7.2. <i>Balance hídrico</i>	67
2.7.3. <i>Análisis de trabajos previos donde se verificó la disponibilidad de agua de la alternativa analizada</i>	70

2.7.4.	<i>Conclusiones</i>	76
2.8.	Alternativas de uso para el embalse de Canelón Grande.....	77
2.8.1.	<i>Antecedentes</i>	77
2.8.2.	<i>Caracterización básica hidrológica del Arroyo Canelón Grande</i>	77
2.8.3.	<i>Descripción de las obras a proyectar</i>	78
2.8.4.	<i>Estimación de costos y aspectos ambientales</i>	80
2.9.	Conclusiones generales y evolución	81
3.	FUNDAMENTOS Y MEJORES PRÁCTICAS ACTUALES PARA PROCESOS ESPECIALES DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE	82
3.1.	Introducción.....	82
3.2.	Compuestos generadores de olor y sabor	83
3.2.1.	<i>Compuestos específicos generadores</i>	83
3.2.2.	<i>Fuentes y mecanismos asociados a incidencias de olor y sabor</i>	84
3.2.3.	<i>Antecedentes de procesos para remoción de compuestos generadores de olor y sabor</i>	85
3.3.	Cianotoxinas.....	94
3.3.1.	<i>Generalidades</i>	94
3.3.2.	<i>Remoción física y/o fisicoquímica de cianobacterias intactas (cianotoxina intracelular)</i>	95
3.3.3.	<i>Remoción de Cianotoxinas por adsorción</i>	99
3.3.4.	<i>Inactivación de Cianotoxinas</i>	101
3.3.5.	<i>Tratamiento biológico</i>	104
3.4.	Subproductos de la Desinfección (DBPs)	105
3.4.1.	<i>Introducción</i>	105
3.4.2.	<i>Trihalometanos</i>	106
3.4.3.	<i>Ácidos halo-acéticos HAAs</i>	107
3.4.4.	<i>Efecto de los precursores en la formación de DBPs</i>	108
3.4.5.	<i>Procesos de remoción</i>	112
3.5.	Hierro y Manganeseo.....	129
3.5.1.	<i>Introducción</i>	129
3.5.2.	<i>Métodos de remoción</i>	129
3.5.3.	<i>Límites de Hierro y Manganeseo establecidos en el agua tratada</i>	131
3.5.4.	<i>Hierro y Manganeseo en Planta Aguas Corrientes</i>	131
3.6.	Estrategias de comunicación pública de episodios de olor y sabor	134

4. ANÁLISIS Y PROPUESTA DE ACCIONES DE MEJORA Y AMPLIACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LA PTAP DE AGUAS CORRIENTES: INSTALACIONES DE RECALQUE Y PROCESOS BÁSICOS DE CLARIFICACIÓN, FILTRACIÓN, DESINFECCIÓN Y ADSORCIÓN EMERGENCIAL POR PAC	135
4.1. Introducción.....	135
4.2. Análisis y propuesta de acciones de mejoras tendientes al incremento cuantitativo y cualitativo de la capacidad de la Planta.	137
4.2.1. <i>Introducción.....</i>	137
4.2.2. <i>Identificación de oportunidades de mejora en instalaciones de tratamiento existentes y análisis básico de capacidades actuales</i>	139
4.3. Descripción y justificación de obras y acciones de ampliación y rehabilitación instalaciones de transporte, clarificación, filtración y adsorción emergencial con PAC.	144
4.3.1. <i>Ampliación de instalaciones de bombeo de agua bruta y tratada</i>	144
4.3.2. <i>Rehabilitación de instalaciones de adsorción PAC</i>	144
4.3.3. <i>Sedimentadores Convencionales</i>	148
4.3.4. <i>Filtración en Planta Norte.....</i>	151
5. ANÁLISIS Y PROPUESTA DE ACCIONES DE MEJORA Y AMPLIACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LA PTAP DE AGUAS CORRIENTES: TRATAMIENTOS ESPECIALES PARA CONTROLE DE METABOLITOS DE OLOR Y SABOR, CIANOTOXINAS, MATERIA ORGÁNICA Y HIERRO/MANGANESO	154
5.1. Introducción.....	154
5.2. Alternativa 1: Pre-oxidación química con cloro/dióxido de cloro + Adsorción GAC	155
5.2.1. <i>Descripción.....</i>	155
5.2.2. <i>Criterios principales de diseño</i>	156
5.2.3. <i>Prediseño de unidades.....</i>	156
5.3. Alternativa 2: Inter-oxidación con Ozono + Biofiltración	157
5.3.1. <i>Descripción.....</i>	157
5.3.2. <i>Criterios Principales de Diseño.....</i>	158
5.3.3. <i>Prediseño del sistema</i>	159
5.4. Orden estimado de inversión para alternativas de Tratamiento Avanzado	161
5.4.1. <i>Alternativa 1: Pre-oxidación química con cloro/dióxido de cloro + Adsorción GAC</i>	161
5.4.2. <i>Alternativa 2: Inter-oxidación con Ozono + Biofiltración</i>	161
5.5. Estudios de Planta Piloto	162
6. ANEXO.....	165

6.1.	Hoja técnica GAC: CARSORB 20	165
6.2.	Ejemplos de comunicaciones de episodios de olor y sabor	166
6.3.	Protocolo de Jar Test con PAC para remoción de cianotoxinas en agua potable 170	
6.4.	Informe de diagnóstico estructural de filtros de planta vieja	181
6.5.	Memoria de Cálculo	182
6.5.1.	<i>Memoria de cálculo de ampliación.....</i>	<i>183</i>
6.5.2.	<i>Memoria de cálculo de Alternativa 1</i>	<i>208</i>
6.5.3.	<i>Memoria de cálculo de Alternativa 2</i>	<i>211</i>
7.	BIBLIOGRAFÍA	218

Lista de Tablas, Figuras y Gráficos

Tabla 2-1:	Escala de aceptabilidad de sabor utilizada en Aguas Corrientes	27
Tabla 2-2:	Coeficientes de exportación y áreas asociadas a los diferentes usos del suelo en la Cuenca de Aguas Corrientes. JICA-DINAMA	31
Tabla 2-3:	Cargas de contaminantes para la Cuenca de Aguas Corrientes, estimadas por el Método del Coeficiente de Exportación. JICA-DINAMA.....	31
Tabla 2-4:	Coeficiente de exportación proyectado según Estudio Aguasur 2013	32
Tabla 2-5:	Coeficientes de exportación al año 2013 y proyectados al 2045. Informe Aguasur 2013 (escenario conservador).....	33
Tabla 2-6:	Coeficiente de exportación actual y proyectado luego de ejecución debidamente controlada de medidas de control de DINAMA (escenario optimista) ..	33
Tabla 2-7:	Resumen de valores estadísticos de Fósforo en cuenca media/alta del río Sta. Lucía.....	37
Tabla 2-8:	Vollenweider para laguna de 400m x 30m x 1m	39
Tabla 2-9:	Modelo de Vollenweider. Variación en superficie de cuenca de aporte	40
Tabla 2-10:	Modelo de Vollenweider. Variación en superficie de cuenca de aporte	40
Tabla 2-11:	Modelo de Vollenweider. Condiciones más favorables y desfavorables para determinación de caudal mínimo necesario para condiciones oligotróficas	41
Tabla 2-12:	Modelo de Vollenweider. Variación en carga de Fósforo de entrada	42
Tabla 2-13:	Dimensiones típicas de zonas de remanso o lagunas en la cuenca alta del río Santa Lucía.	46
Tabla 2-14:	Período de datos - Estaciones hidrométricas.....	55
Tabla 2-15:	Áreas de cuenca de aporte a estaciones hidrométricas.	57
Tabla 2-16:	Valores estadísticos - Series de caudales mínimos específicos.....	59
Tabla 2-17:	Valores estadísticos - Series de caudales mínimos específicos permanencia 30 días.....	62
Tabla 2-18:	Series de datos considerados.	67
Tabla 2-19:	Demanda de consumo - año 2045.....	68
Tabla 2-20:	Volúmenes mínimos por seguridad.....	68
Tabla 2-21:	Datos utilizados (Fuente: Hito3, Grupo TYPESA).....	72
Tabla 2-22:	Resumen escenario del modelo de gestión estudiado por el grupo TYPESA	75

Tabla 3-1: Umbrales de olor reportados para MIB y geosmina (Fuente: Advances in taste-and-odor treatment and control, AWWA).....	84
Tabla 3-2: Prácticas comunes de tratamiento de cianotoxinas y su efectividad relativa	95
Tabla 3-3: Tratamiento en la toma e integridad en células	97
Tabla 3-4: Inactivación de cianotoxinas por oxidación @ 20°C y pH=7	102
Tabla 3-5: Principales DBPs formados durante la desinfección en agua potable	106
Tabla 3-6: Efecto del TOC en la formación de THM (Fuente: Xie, "Disinfection By Products in Drinking Water, Formation, Analysis and Control", 2004).....	109
Tabla 3-7: Efecto del pH en la formación de DBPs (Fuente: Krasner, 1999).....	111
Tabla 3-8: Efecto del pH y el tiempo de reacción en la formación de DBPs en dos sistemas que utilizan cloraminas (Fuente: Krasner, 1999).....	111
Tabla 3-9: Remoción de TOC en la planta de Aguas Corrientes (Fuente: Jefatura de Tratamiento).....	113
Tabla 3-10: Remoción requerida de TOC por coagulación acentuada para sistemas convencionales de aguas superficiales (EPA 8, 15-R-99-012, Mayo 1999).	115
Tabla 3-11: Valores de pH de referencia (Fuente: EPA 815-R-99-012; Mayo 1999)....	116
Tabla 3-12: Efecto de la precloración en la formación de THM (Fuente: Xie; 2004). ..	117
Tabla 3-13: Remoción de precursores de THMs en columna GAC (Fuente: Disinfection Byproducts in Drinking Water, Formation, Analysis and Control, Xie, 2004).	119
Tabla 3-14: Efecto del EBCT en las curvas de traspaso de THMFP (Fuente: Glace y col., 1984).....	120
Tabla 3-15: Incremento en la remoción de THMFP con la dosificación de PAC en distintas etapas del proceso, respecto a la remoción sin dosificar PAC (Fuente: Bench Scale Study in New Orleans, Najm y col., 1991).....	121
Tabla 3-16: Efecto de la ozonización en la remoción de TOC por oxidación química y posterior biodegradación para diferentes fuentes de agua (Hozalski y col., 1999). ...	123
Tabla 3-17: Remoción de AOC en biofiltros GAC ("Mc Enroe R.L., Preozonation and in-line direct filtration: impact on the bacterial regrowth potencial, M.S. thesis, University of Massachusetts, Amherst, 1993", en Xie, 2004).....	123
Tabla 3-18: Remoción de HAAs en biofiltros GAC (Zhou Haojiang, Xie Yuefeng F., "Biologically active carbon for HAA removal: part I, batch study", Journal AWWA, 2002).....	124
Tabla 3-19: Efecto de la biofiltración en la especiación de DBPs (Xie Yuefeng F., no publicado, 2002, en Xie, 2004).	124
Tabla 3-20: Experiencias con procesos de remoción biológica de carbono orgánico en plantas de potabilización de aguas (Hozalski y col., 1999).	125
Tabla 3-21: Valores Máximos Permisibles para Trihalometanos según UNIT 833/2008	126
Tabla 3-22: Valores Máximos Permisibles de Ácidos acéticos clorados, según UNIT 833/2008	126
Tabla 3-23: Características de dos Bauxitas de proveedores diferentes, utilizadas en Aguas Corrientes para la fabricación del Sulfato de Aluminio	132
Tabla 3-24: Aporte de Manganeseo vía agua bruta y por vía coagulante	133
Tabla 4-1: Niveles de crecida para 50 y 100 años de recurrencia, Estación 133.0.	137
Tabla 4-2: Características de los 3 tipos de PAC utilizados en el estudio.....	146

Figura 2-1: Subcuencas de aporte a Aguas Corrientes.....	17
Figura 2-2: Principales fuentes y metabolitos de olor y sabor	26
Figura 2-3: Usos del Suelo Cuenca Santa Lucía. Censo Agropecuario 2000 (MGAP)	30
Figura 2-4: Gráfico de Modelo de Vollenweider, 1980 (Adaptado por Chapra, 1997)..	35
Figura 2-5: Posible ubicación de embalse en subcuenca alta: Arroyo El Campanero ...	51
Figura 2-6: Estaciones hidrométricas y cuencas asociadas.	55
Figura 2-7: Esquema de subcuencas Arroyo Casupá (Fuente: Hito 3, Grupo TYPESA). ..	73
Figura 2-8: Esquema del modelo hidrometeorológico subcuencas Arroyo Casupá introducido en HEC-HMS (Fuente: Hito 3, Grupo TYPESA).	74
Figura 2-9: Esquema de sistema de aducción desde Arroyo Canelón Grande.	79
Figura 2-10: Esquema sistema de Bypass de Arroyo Canelón Grande.....	79
Figura 3-1: Estructura química de la Geosmina	83
Figura 3-2: Estructura química de MIB	83
Figura 4-1: Resuspensión de lodo y escape de flocs en clarificado.....	139
Figura 4-2: Izquierda - Falla en falso fondo. Derecha - distribución desigual de agua de lavado.	140
Figura 4-3: Izquierda - Formación de bolas de lodo. Derecha - altura de agua en lavado superficial.	140
Figura 4-4: Esquema de conversión de sedimentadores convencionales de planta vieja a floccodecantadores (Planta).	149
Figura 4-5: Esquema de conversión de sedimentadores convencionales de planta vieja a floccodecantadores (Cortes).	149
Figura 4-6: Incremento de sección de pasaje entre etapas de floculación existente (Cortes).	150
Figura 4-7: Esquema de rehabilitación de filtros de arena (Corte Transversal).....	152
Figura 4-8: Esquema de rehabilitación de filtros de arena (Cortes Longitudinales). ...	152
Figura 5-1: Diagrama de bloques de Alternativa 1.....	155
Figura 5-2: Batería de filtros GAC, corte.....	157
Figura 5-3: Diagrama de bloques de Alternativa 2.....	158
Figura 5-4: Contactor de ozono, corte.	160
Figura 5-5: Esquema de sistema de generación PDOevo de Wedeco (Capacidad: 3500 ppd).....	160
Figura 5-6: Planta piloto de biofiltración mediante GAC	163
Figura 5-7: Equipo de generación de ozono y columnas de contacto	164

Gráfico 2-1: Fósforo Total en las estaciones de las distintas subcuencas de aporte a Aguas Corrientes. Período 2012-2016.....	18
Gráfico 2-2: (Amonio + Nitrato) en las distintas subcuencas de aporte a Aguas Corrientes. Período 2012-2016	19
Gráfico 2-3: Nitrato en las distintas subcuencas de aporte a Aguas Corrientes. Período 2012-2016.....	19
Gráfico 2-4: Amonio en las distintas subcuencas de aporte a Aguas Corrientes. Período 2012-2016.....	20

Gráfico 2-5: Turbiedad en las distintas subcuencas de aporte a Aguas Corrientes. Período 2012-2016	20
Gráfico 2-6: Fitoplancton en subcuencas del RSL. Período 2012-2016.....	21
Gráfico 2-7: Cianobacterias en subcuencas del RSL. Período 2012-2016.....	21
Gráfico 2-8: Comparación Turbiedad - Caudal	22
Gráfico 2-9: Comparación TOC - Caudal.....	23
Gráfico 2-10: Comparación Hierro – Caudal.....	23
Gráfico 2-11: Comparación Manganeso - Caudal.....	24
Gráfico 2-12: Comparación de Nitrógeno (como la suma de Amonio + Nitrato) con caudal.....	24
Gráfico 2-13: Comparación Fósforo Total con Caudal en Aguas Corrientes.....	24
Gráfico 2-14: Comparación Fitoplancton – Caudal	25
Gráfico 2-15: Relación entre Paneles de Sabor y Caudales de escurrimiento	28
Gráfico 2-16: Relación entre la dosis de PAC aplicada y caudales de escurrimiento.....	29
Gráfico 2-17: Nivel de eutrofización de los embalses según Vollenweider	36
Gráfico 2-18: Condiciones eutróficas de laguna en cuenca alta del Santa Lucía y su determinación de H/τ_w necesario para condición oligotrófica	39
Gráfico 2-19: Modelo de Vollenweider. Variación en superficie de cuenca de aporte .	40
Gráfico 2-20: Modelo de Vollenweider. Variación en superficie de cuenca de aporte .	41
Gráfico 2-21: Modelo de Vollenweider. Variación en carga de Fósforo de entrada	43
Gráfico 2-22: Relación velocidad - turbiedad (Fuente: Sediment resuspension mechanisms and their contributions to high-turbidity events in a large lake (Reza Valipour, Leon Boegman, 1 Damien Bouffard, Yerubandi R. Rao).	45
Gráfico 2-23: Caudales mínimos con permanencia 30 días, aguas arriba del arroyo Casupá.	47
Gráfico 2-24: Caudales mínimos con permanencia de 30 días para estación Paso de los Troncos	48
Gráfico 2-25: Caudal - Turbiedad - Paso Roldán.....	49
Gráfico 2-26: Caudal - Turbiedad - Fray Marcos.....	49
Gráfico 2-27: Caudal - Turbiedad, aguas arriba de Casupá.	50
Gráfico 2-28: Variaciones volumen embalse Campero. Período 1947 - 1959	52
Gráfico 2-29: Variaciones volumen embalse Campero. Período 1968 - 1973	52
Gráfico 2-30: Variaciones volumen embalse Campero. Período 1978 - 2016	53
Gráfico 2-31: Serie de caudales mínimos medidos en Fray Marcos.	56
Gráfico 2-32: Serie de caudales mínimos medidos en Paso Roldán.	56
Gráfico 2-33: Serie de caudales mínimos en Paso de los Troncos.	57
Gráfico 2-34: Frecuencia - series de caudales mínimos específicos.	58
Gráfico 2-35: Diagramas de Caja (Box Plots) correspondiente a las series de caudales mínimos específicos para Fray Marcos, Paso Roldán y Paso de los troncos.....	59
Gráfico 2-36: Serie de caudales mínimos específicos con permanencia 30 días - Paso de los Troncos.....	60
Gráfico 2-37: de caudales mínimos específicos con permanencia 30 días - Fray Marcos.	60
Gráfico 2-38: de caudales mínimos específicos con permanencia 30 días - Paso Roldán.	61
Gráfico 2-39: Frecuencias - de caudales mínimos específicos con permanencia 30 días -.	61

Gráfico 2-40: Diagramas de Caja (Box Plots) para el caudal mínimo anual con permanencia 30 días para cada estación.	62
Gráfico 2-41: Caudales de estiaje - Paso de los Troncos.	63
Gráfico 2-42: Caudales de estiaje - Fray Marcos.	63
Gráfico 2-43: Caudales de estiaje - Paso Roldán.	64
Gráfico 2-44: Serie de caudales mínimos específicos a partir de series de caudales mínimos medidos.	65
Gráfico 2-45: Frecuencia - Caudales mínimos específicos.	66
Gráfico 2-46: Frecuencia – Caudales mínimos específicos con permanencia 30 días. ..	66
Gráfico 2-47: Estacionalidad de demanda de consumo - año 2045.....	68
Gráfico 3-1: Efecto de la concentración inicial de MIB y Geosmina en la tasa de remoción (4,19 mg/l de ozono, 20 min, pH=7,3).	86
Gráfico 3-2: Isotermas de adsorción de geosmina en PAC, Co=100 ng/l (Fuente: Lalezary, Pirbazari y McGuire, 1986).	88
Gráfico 3-3: Isotermas de adsorción de MIB en PAC, Co=100 ng/l (Fuente: Lalezary, Pirbazari y McGuire, 1986).	88
Gráfico 3-4: Remoción de Geosmina en agua seleccionada (Fuente: Simpson y MacLeod, 1991).	89
Gráfico 3-5: Influencia del cloro y cloraminas en remoción de MIB con PAC (Fuente: Lalezary-Craig y col., 1988).	89
Gráfico 3-6: Influencia del cloro y cloraminas en remoción de Geosmina con PAC (Fuente: Lalezary-Craig y col., 1988).	90
Gráfico 3-7: Modelo de difusión ajustado y predicción en ensayos cineticos para adsorción de MIB con PAC (Fuente: Gillogly, 1998).	90
Gráfico 3-8: Resultados del jar-test mostrando los efectos del incremento de coagulante y dosis de Cal en la remoción de TOC.....	114
Gráfico 3-9: Curvas de traspaso para dos tipo de carbón activado (Fuente: Carlson y col., 1994)	120
Gráfico 3-10: Índice de THM a la salida de la Planta de Aguas Corrientes	127
Gráfico 3-11: Índice de THM luego de la salida de la Planta de Tratamiento, en Depósitos, distribución y entradas.....	128
Gráfico 3-12: Manganeseo en agua bruta y agua tratada en Planta Aguas Corrientes. Período 2013-2016	131
Gráfico 3-13: Hierro en agua bruta y agua tratada en Planta Aguas Corrientes. Período 2013-2016.....	131
Gráfico 4-1: Ajuste de probabilidad según Función de valor extremo tipo I, Estación 133.0.	137
Gráfico 4-2: Flujograma de procesos de la Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes.	138
Gráfico 4-3: Ensayos y determinación de curva de remoción de cianotoxinas en distintos tipos de PAC (fuente natural, bituminoso y madera) a pH = 8,2 y tiempos de contacto de 2 y 24 h.	146

Índice de Láminas

- G21. ALTERNATIVA DE TOMA DE CANELÓN GRANDE - PLANTA GENERAL
- G22. ALTERNATIVA DE TOMA DE CANELÓN GRANDE - PLANTA Y CORTES ESTACIÓN DE BOMBEO
- H001. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES – SITUACIÓN ACTUAL- PLANTA GENERAL
- H002. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES – SITUACIÓN ACTUAL- PERFIL HIDRÁULICO
- H003. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES – REHABILITACION Y AMPLIACION DE CAPACIDAD - PLANTA GENERAL
- H004. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES – REHABILITACION Y AMPLIACION DE CAPACIDAD - PERFIL HIDRÁULICO
- H011. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - ADECUACIÓN DE ADSORCIÓN DE PAC- PLANTA GENERAL
- H021. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - REHABILITACIÓN DE SEDIMENTADORES CONVENCIONALES - PLANTA GENERAL SITUACIÓN ACTUAL OBRAS Y DEMOLICIÓN
- H022. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - REHABILITACIÓN DE SEDIMENTADORES CONVENCIONALES - CORTES DEMOLICIONES
- H023. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - REHABILITACIÓN DE SEDIMENTADORES CONVENCIONALES – PLANTA SITUACIÓN PROYECTADA
- H024. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - REHABILITACIÓN DE SEDIMENTADORES CONVENCIONALES – PLANTA SITUACIÓN PROYECTADA
- H025. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - REHABILITACIÓN DE SEDIMENTADORES CONVENCIONALES – CORTES SITUACIÓN PROYECTADA
- H026. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - REHABILITACIÓN DE SEDIMENTADORES CONVENCIONALES – CORTES SITUACIÓN PROYECTADA
- H041. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - FILTROS DE MANTO UNICO - SITUACION ACTUAL Y OBRAS DE DEMOLICION– PLANTA GENERAL
- H042. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - FILTROS DE MANTO UNICO – SITUACIÓN PROYECTADA– PLANTAS Y CORTES
- H100. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - ALTERNATIVA 1 - PRE-CLORACIÓN + ADSORCIÓN GAC– PLANTA GENERAL
- H101. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - ALTERNATIVA 1 - PRE-CLORACIÓN + ADSORCIÓN GAC– BATERÍA DE FILTROS GAC
- H200. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - ALTERNATIVA 2 - OZONIZACIÓN + BIOFILTRACIÓN– PLANTA GENERAL
- H201. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - ALTERNATIVA 2 - OZONIZACIÓN + BIOFILTRACIÓN– CANALES DE AGUA DECANTADA

- H202. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - ALTERNATIVA 2 - OZONIZACIÓN +
BIOFILTRACIÓN– CONTACTOR DE OZONO Y ESTACIÓN DE BOMBEO
- H203. PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES - ALTERNATIVA 2 - OZONIZACIÓN +
BIOFILTRACIÓN– BIOFILTROS

1. INTRODUCCIÓN

El presente documento constituye el SEGUNDO INFORME desarrollado por el CONSORCIO SEINCO & HAZEN, atendiendo al alcance de los estudios previstos en el marco del Contrato de “Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el abastecimiento de agua potable para el Sistema Metropolitano de Montevideo” en su Fase 2.

El Objetivo General del Estudio, consiste en identificar, desarrollar y seleccionar la alternativa más adecuada que permita asegurar el abastecimiento de agua potable de la ciudad de Montevideo y su área metropolitana, en cantidad y calidad suficientes con horizonte de Proyecto 2045.

El alcance específico previsto en el Plan de Trabajo para esta Fase 2, consiste en la identificación y análisis de alternativas asociadas al propósito general antes anunciado, distinguiendo las componentes a nivel de fuente de agua bruta (acciones de prevención y mejora para asegurar la disponibilidad cuantitativa y mejor calidad del recurso) y nivel de tratamiento en Planta (instalaciones y procedimientos tendientes a asegurar la calidad final del producto agua potable). Como corolario de esta etapa de estudios, se previó la entrega del Informe N° 2 con exposición de los contenidos y alcances específicos desarrollados. Los contenidos del presente Estudio, fueron oportunamente expuestos en términos generales al Equipo Técnico y han procurado ser atendidas las observaciones recibidas.

Fiel a los objetivos específicos antes reseñados, el presente documento se ha estructurado de la siguiente manera:

- En el capítulo 2, se realiza un análisis de las características cuali y cuantitativas del agua superficial en la cuenca del Río Santa Lucía. Incluye análisis de fuentes y origen de factores promotores de presencia de sustancias objetables a nivel de toxicidad y/o formación de olor y sabor y/o precursoras de subproductos tóxicos de desinfección; así como de acciones tendientes a prevenir incidentes indeseables de florecimientos algales por vía de reducción de aporte de nutrientes y/o aumento de flujos base en río. Al cabo de dicho análisis, se concluye en el mejor conocimiento cuali y cuantitativo del recurso, como insumo para el posterior tratamiento del mismo, a la vez en la identificación de mejores soluciones a nivel de gestión e implementación de instalaciones complementarias a tales fines.
- En el capítulo 3, se resume un estado del arte y mejores prácticas a nivel mundial, en cuanto a tratamiento destinado a la remoción de las sustancias especiales objetables que son foco específico final de este estudio, en cuanto a validar la mejor solución de control y tratamiento final para el abastecimiento de agua potable al Sistema Montevideo.
- En el capítulo 4, se identifican, analizan y desarrollan las soluciones consideradas más apropiadas para la ampliación y rehabilitación de las instalaciones de tratamiento de la Planta de Aguas Corrientes, atendiendo a los procesos básicos de tratamiento. Incluye: instalaciones de bombeo de agua bruta y tratada, unidades de clarificación y filtración y de adsorción mediante

carbón activado en polvo (PAC). Se asocian estas intervenciones con acciones de corto plazo tendientes a fortalecer capacidades actuales de las instalaciones existentes, durante el período de implementación de acciones complementarias estructurales definitivas.

- En el capítulo 5, se identifican, analizan y detallan las soluciones consideradas más apropiadas a los efectos de complementar los procesos básicos de tratamiento señalados en el capítulo 4, y orientados al control y remoción complementaria de las sustancias especiales objetables en cuestión.

De esta manera, una vez revisada y aprobada la propuesta, procederá en la etapa final, conforme Plan de Trabajo, el análisis comparativo de alternativas de acuerdo a factores funcionales, ambientales y económicos, para concluir en la selección y validación de la mejor solución a los efectos del cumplimiento del objetivo general del Estudio.

2. ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL AGUA SUPERFICIAL EN LA CUENCA DEL RÍO SANTA LUCÍA

2.1. Introducción y antecedentes

En el Informe N° 1 (diciembre 2016), fue presentada una síntesis de la información disponible relevada relacionada con la calidad de agua en la cuenca del río Santa Lucía y antecedentes en cuanto su origen antrópico y natural.

En el presente capítulo se expone un análisis más detallado de aquellos parámetros de calidad de agua de mayor interés y sus correlaciones con parámetros hidrológicos y/o funcionales a nivel de planta de tratamiento, procurando los siguientes objetivos:

- Conocimiento a nivel cuali y cuantitativo del recurso agua superficial en la cuenca.
- Justificación de dichas condiciones de calidad atendiendo a factores naturales y antrópicos.
- Identificación y análisis de incidentes y eventos especiales asociados a presencia de sustancias especiales que afectan la calidad de agua para consumo humano (con especial atención a metabolitos formadores de olor y sabor, metabolitos tóxicos asociados a cianobacterias, contenido de materia orgánica precursora de productos objetables de desinfección y presencia de Hierro y Manganeseo).
- Identificación de acciones preventivas y/o correctivas que minimicen y/o mitiguen la presencia y efectos de las sustancias objetables antes mencionadas.
- Definición del escenario proyectado de calidad de agua en la sección de captación de Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes, dentro el horizonte del Proyecto (2045), a los efectos de disponer de la capacidad (instalaciones y procesos) para instrumentar acciones correctivas complementarias a nivel de tratamiento.

A continuación se destacan los aspectos más relevantes del Informe N°1, en lo referente a la calidad del agua en la cuenca del río Santa Lucía:

2.1.1. Antecedentes de análisis de estado trófico de las aguas en la cuenca del río Santa Lucía y de aptitud del agua bruta del río Santa Lucía como fuente para consumo humano

En el Informe N°1 se realizó un análisis del Estado Trófico de las aguas superficiales del río Santa Lucía en las diferentes estaciones de monitoreo de la Cuenca a partir de diferentes indicadores utilizados a nivel mundial.

A partir del indicador llamado IET (Índice de Estado Trófico) utilizado por CETESB (São Paulo-Brasil), basado exclusivamente en el contenido conjugado de los parámetros fósforo total y clorofila-A en el agua para ambientes lóticos y lénticos, se caracterizó el

estado de eutrofia como de moderado (*Mesotrofia*) para valores en las diferentes estaciones de monitoreo de la cuenca del Santa Lucía y condiciones eutróficas en algunas estaciones en ocasión de eventos severos de estiaje.

Considerando por separado los parámetros de interés para la determinación del estado trófico, se obtuvieron los siguientes resultados:

A partir de los valores de *Clorofila-A* (con medianas en el rango de 0,40 a 0,61 µg/l), la cuenca se relaciona con valoraciones positivas de escasa eutrofia (*Oligotrofia*). Lo mismo sucede al considerar las concentraciones de *fitoplancton*, cuyos valores medios no superan los 800 org/ml.

Las concentraciones de Nitrógeno Total, con medianas en el rango de 400 a 1000 µg/l, corresponden a valores asociados a *Mesotrofia* en toda la cuenca.

Las *concentraciones de Fósforo* consideradas en forma independiente, con medianas en el rango de 90 a 320 µg/l en cursos principales (Santa Lucía Grande y Chico), determinan valoraciones de estado eutrófico significativo (eutrofia a hipertrofia). Sobre las aguas del embalse de Canelón Grande, se destacan medianas de 940 µg/l en el Arroyo Canelón Grande y 1370 µg/l sobre el Canelón Chico, con picos de hasta 9 g/L, considerándose altamente hipertrófico.

Los valores de concentraciones de nitrógeno y fósforo se ubican en rangos muy superiores a los valores de umbral que permiten el control de desarrollos importantes de fitoplancton. Por otra parte, como se indica anteriormente, los valores relativamente moderados de fitoplancton y clorifila-A no condicen con la amplia disponibilidad de tales nutrientes (P y N), siendo fundamentalmente el factor turbiedad el elemento restrictivo de control de tales desarrollos algales, sin perjuicio de otros factores secundarios concurrentes (temperatura, tiempos de retención hidráulico instantáneos, estacionalidad, etc.).

Se concluye del análisis realizado en Informe N°1, en cuanto a calificar el estado trófico actual, particularmente del río Santa Lucía en la estación de Aguas Corrientes, así como de las aguas del embalse de Paso Severino (ambos componentes fundamentales del Sistema de Abastecimiento del Área Metropolitana de Montevideo), como de **estado de eutrofia moderada**, calificable según los distintos indicadores reseñados como **Mesotrofia**, y asociado a valores intermedios de productividad biológica primaria, actuando como factor limitante preferencial la condición de turbiedad de las aguas (control indirecto de radiación solar).

Para confirmar las conclusiones planteadas anteriormente, se realizó además una comparación de los parámetros fisicoquímicos y bacteriológicos de los principales cursos de la cuenca del Santa Lucía, respecto a normativas nacionales e internacionales en lo que refiere a la aptitud de aguas naturales superficiales como fuente para ser tratada y brindada como agua de consumo luego del tratamiento.

Se determinaron además valores para los índices de calidad de agua bruta (IQA), desarrollados específicamente para fines de abastecimiento público promovidos por la CETESB (Secretaría de Medio Ambiente del Estado de San Pablo – Brasil), resultando una valoración de aptitud del agua natural del Río Santa Lucía en Aguas Corrientes y de las aguas del embalse de Paso Severino, para su uso para abastecimiento público con tratamiento convencional de tipo fisicoquímico y desinfección, complementado por tratamientos especiales para eliminación de eventuales compuestos especiales objetables.

En resumen, es posible concluir en que el agua del Río Santa Lucía y sus afluentes principales se considera como APTA para su uso para consumo público previo tratamiento convencional, complementado con instalaciones y procedimientos especiales que permitan atender eventos extraordinarios de mayor concentración de TOC, compuestos que provoquen olor y sabor, coliformes totales y fecales.

A continuación se presenta un análisis detallado de los parámetros más relevantes asociados a la calidad del agua bruta a efectos de abastecimiento de para las distintas subcuencas del río Santa Lucía, considerando su evolución temporal y su correlación con los respectivos caudales de transporte en el río.

De esta manera se parte de disponer de un mejor conocimiento de los factores que condicionan la calidad observada del agua del curso, y así luego tener condiciones para identificar y proponer acciones de mejora de gestión de tales factores en la Cuenca, en procura de minimizar incidencias críticas de calidad en el agua bruta, fuente de abastecimiento del sistema metropolitano de Montevideo y de numerosos centros urbanos de la cuenca del río Santa Lucía.

2.2. Análisis de evolución de parámetros relevantes de calidad de agua para la Cuenca del Santa Lucía

2.2.1. Calidad de agua en las distintas subcuencas de aporte a Aguas Corrientes

En la Figura 2-1 se ubican las diferentes subcuencas que conforman el río Santa Lucía hasta la sección de captación en Aguas Corrientes, con sus respectivas estaciones de monitoreo consideradas para el análisis de calidad de agua bruta.

Se destacan las siguientes subcuencas hidrográficas:

- Subcuencas pertenecientes a la Cuenca Alta del río Santa Lucía: Paso de los Troncos, Fray Marcos y Paso Roldán.
- Cuenca Media del río Santa Lucía: Paso Pache.
- Cuenca perteneciente al embalse Paso Severino (río Santa Lucía Chico).
- Subcuencas del arroyo Canelón Grande: arroyo Canelón Chico y del Embalse de Canelón Grande (arroyo Canelón Grande).
- Embalse de Aguas Corrientes sobre tramo inferior del río Santa Lucía.

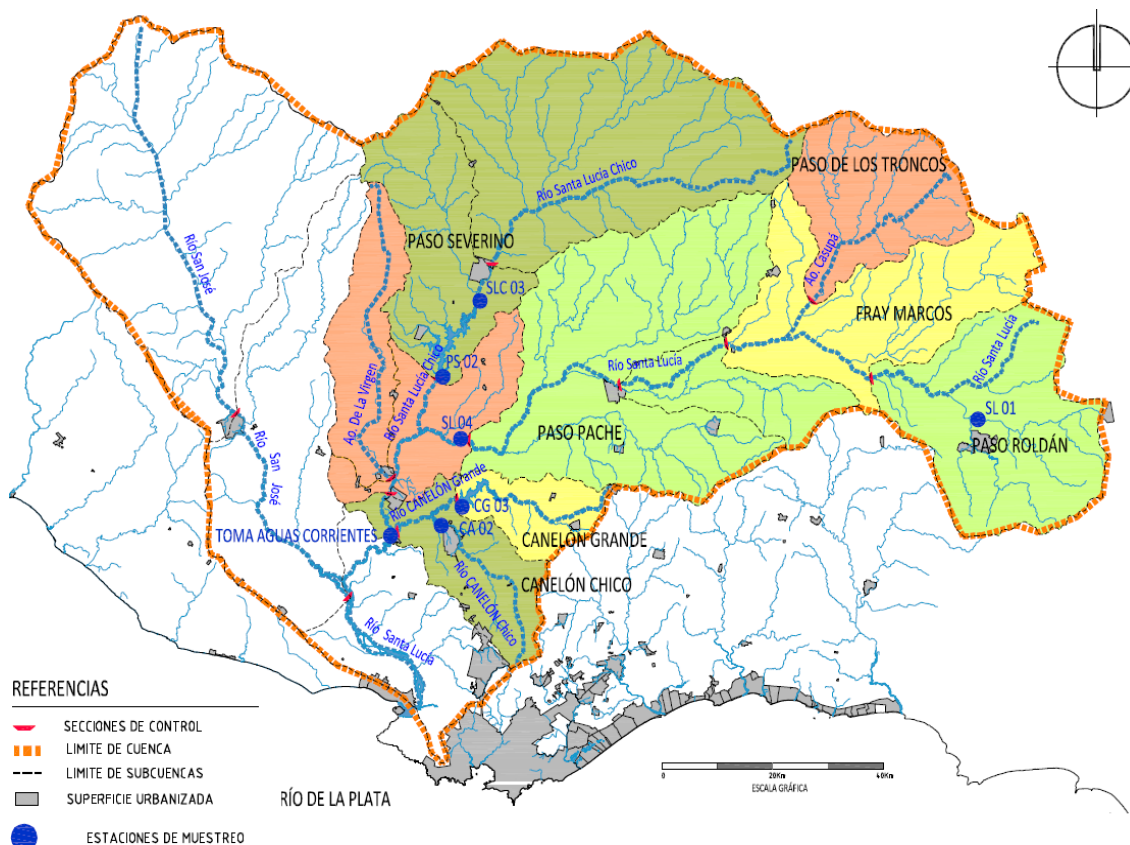


Figura 2-1: Subcuencas de aporte a Aguas Corrientes

Se han seleccionado, procesado y se presentan a continuación en gráficos, ordenadas por tipo de parámetro y estación de monitoreo, la evolución de valores medidos de tales parámetros relevantes: fósforo, nitrógeno (amonio y nitrato), concentración de fitoplancton y cianobacterias, TOC, Mn, Fe y turbiedad, correspondientes al período 2012-2016.

Este procesamiento permite valorar la evolución de los parámetros clave en el tiempo y a la vez observar el comportamiento simultáneo de cada uno en las diferentes subcuencas (evolución de aguas arriba hacia aguas abajo y comparación con los ambientes lénticos del curso).

Se puede observar en el

Gráfico 2-1, el incremento paulatino de la concentración de fósforo total en el sentido cuenca Alta (Paso Roldán) hacia la zona Media-Baja (Paso Pache-Aguas Corrientes). En valores intermedios de concentración de P, se ubica el Embalse Paso Severino. Se destacan altos valores de concentración de fósforo en el Embalse Canelón Grande (alrededor de 700 $\mu\text{g/L}$) y sobre todo del Canelón Chico (en eje secundario, con picos de hasta 7.000 $\mu\text{g/L}$). En cualquier caso los valores de concentración observada en tramos medio e inferior, en el orden de 200 a 500 $\mu\text{g/L}$, resultan 5 a 10 veces superiores a los valores límites suficientes para establecer un control efectivo de florecimientos algales (< 50 $\mu\text{g/L}$).

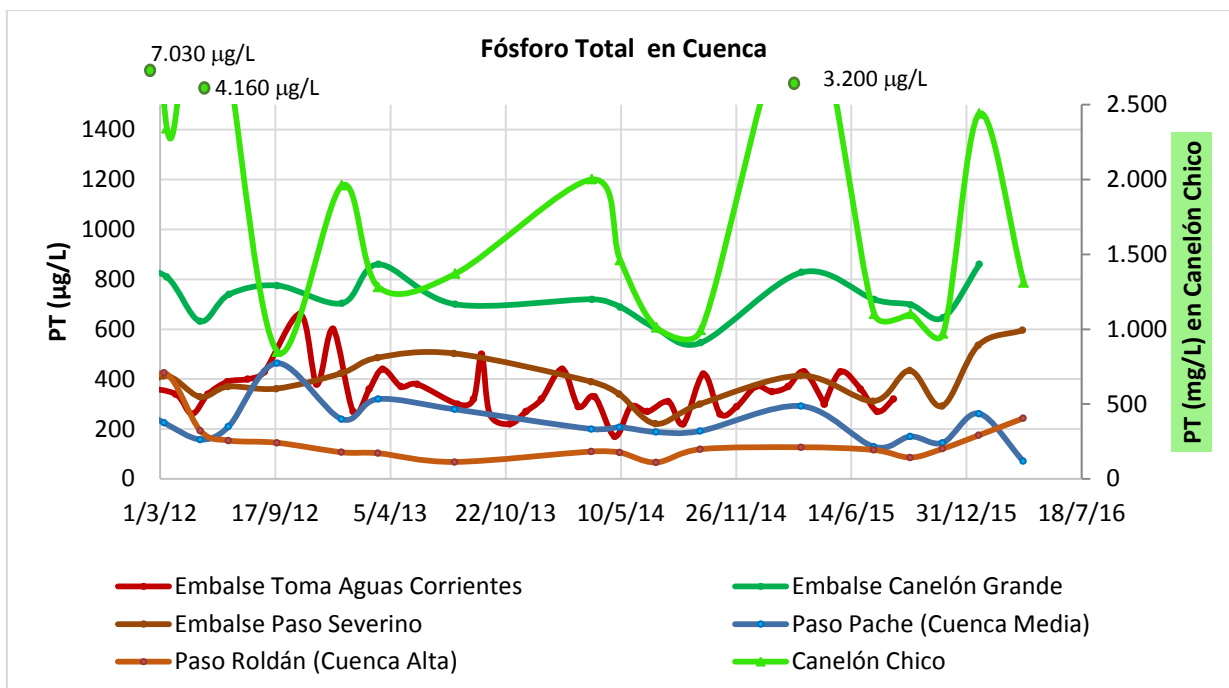


Gráfico 2-1: Fósforo Total en las estaciones de las distintas subcuencas de aporte a Aguas Corrientes. Período 2012-2016

En el Gráfico 2-2 se presenta, como aproximación del parámetro nitrógeno total, la suma de concentraciones de amonio y nitrato en agua bruta para cada subcuenca (se muestran además en Gráfico 2-3 y Gráfico 2-4 los valores de estos parámetros por separado). En este caso resultan para todas las estaciones de control valores semejantes (rango 200 a 600 µg/l con picos de 800 a 1.400 µg/L), excepto para el Canelón Chico donde se alcanzan picos de 60.000 µg/L.

Los valores de amonio analizados por separado, son relevantes desde el punto de vista de la demanda de oxígeno y eventual toxicidad, y presentan picos muy significativos a nivel de cuenca inmediata de Aguas Corrientes asociado a descargas en arroyo Canelón Chico y eventualmente otros cursos de agua cercanos del tramo medio a inferior del río (presunción de aportes asociados a arrastres urbanos y/o lixiviados de actividades intensivas con alta generación de orgánicos (criaderos de aves y suinos, lagunas de tratamiento con capacidades excedidas, vertederos de residuos orgánicos, etc.).

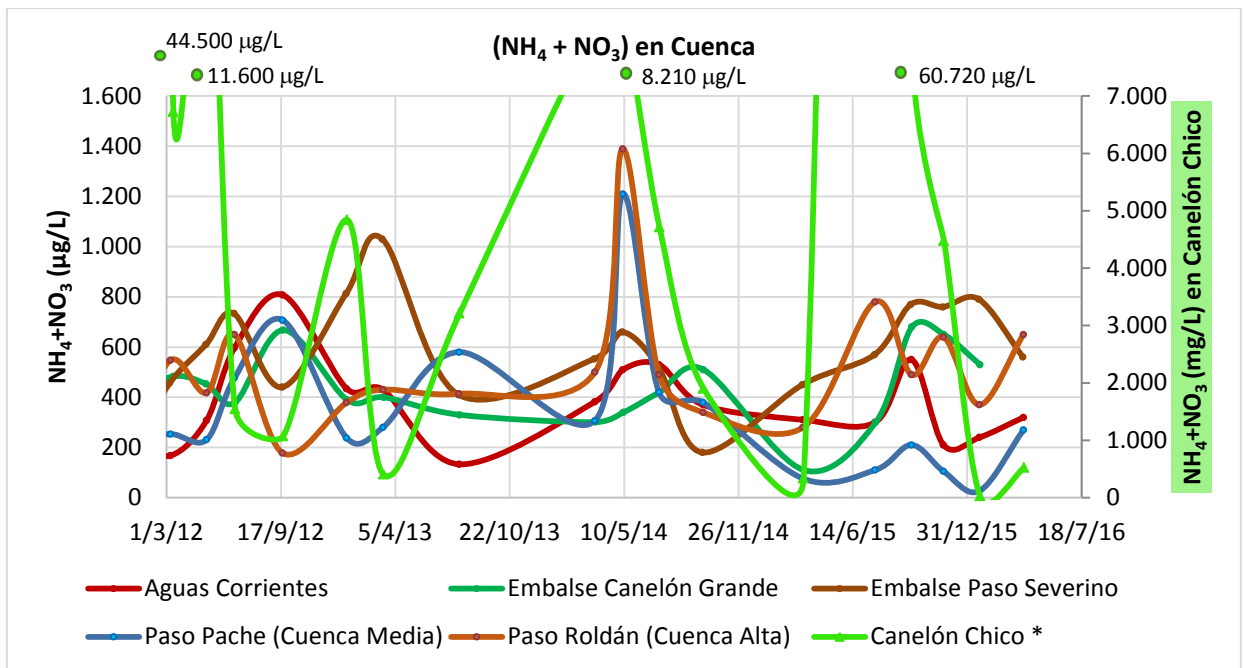


Gráfico 2-2: (Amonio + Nitrato) en las distintas subcuencas de aporte a Aguas Corrientes. Período 2012-2016

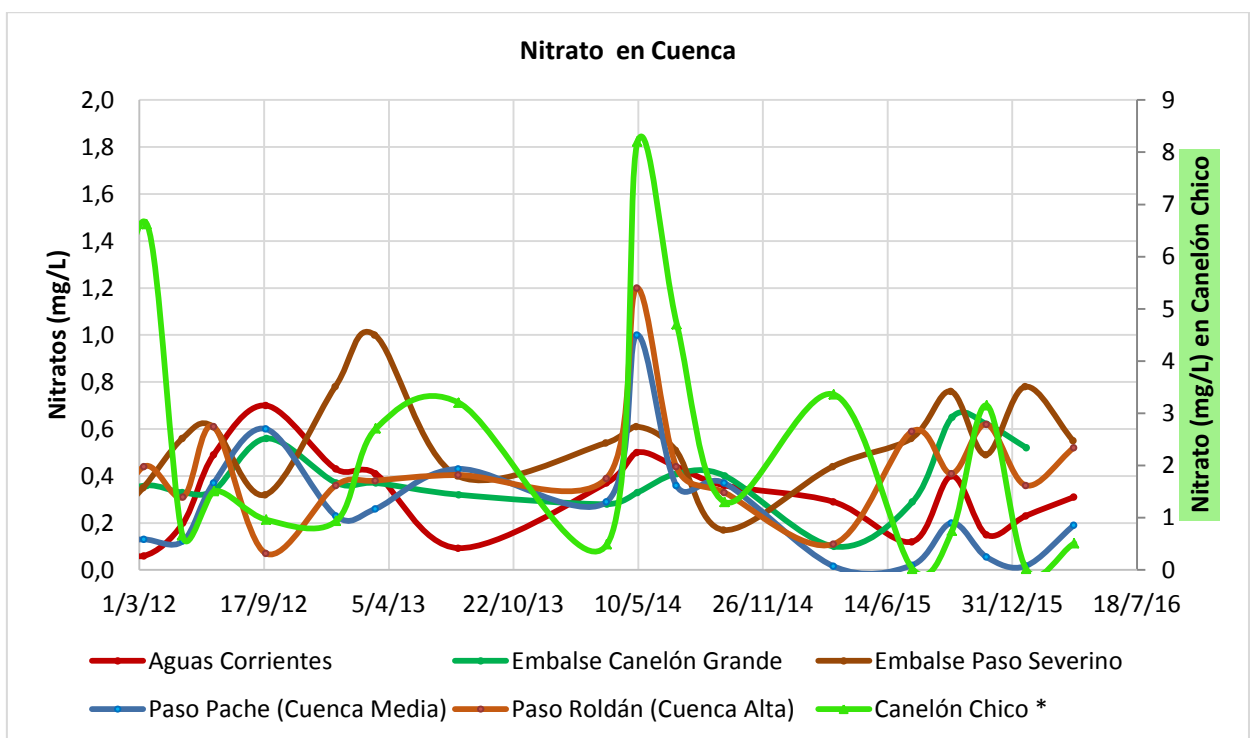


Gráfico 2-3: Nitrato en las distintas subcuencas de aporte a Aguas Corrientes. Período 2012-2016

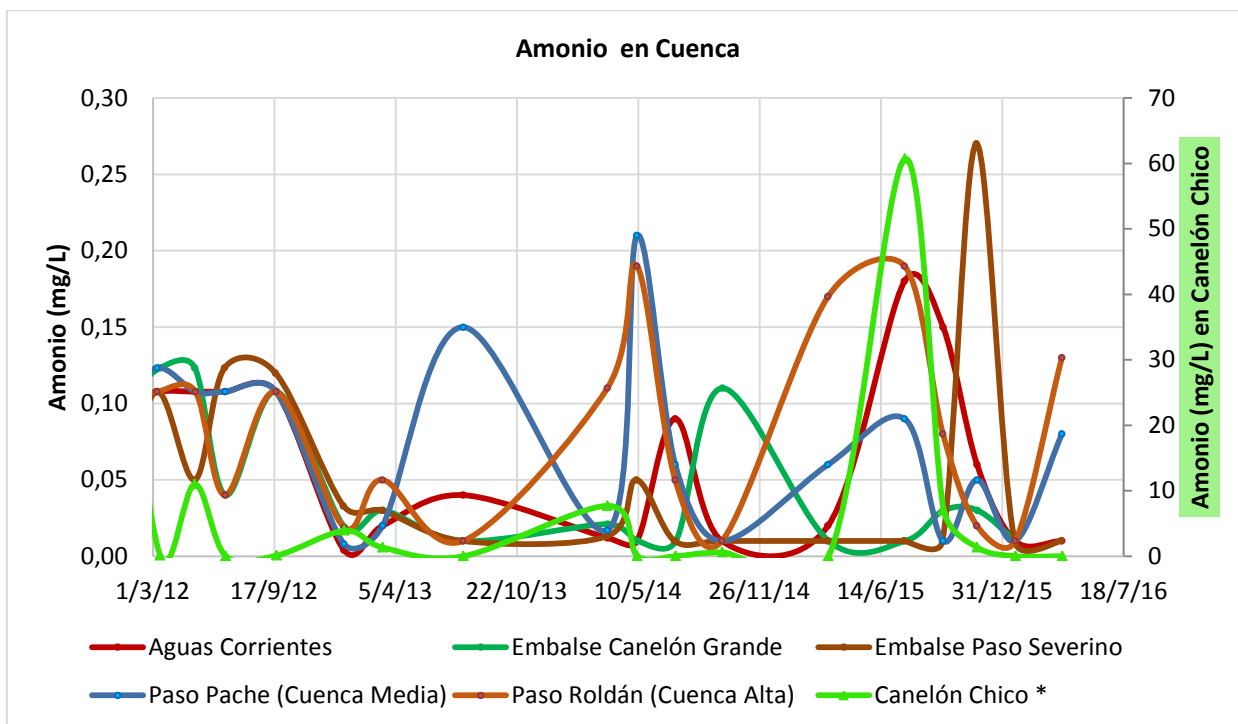


Gráfico 2-4: Amonio en las distintas subcuencas de aporte a Aguas Corrientes. Período 2012-2016

Respecto a la turbiedad, se puede observar en el Gráfico 2-5 como en la cuenca Alta se encuentran valores de turbiedad relativamente bajos (< 20 NTU), que aumentan para cuencas Media y Baja (20-70 NTU). Se destaca la alta turbiedad del embalse Canelón Grande, con picos mayores a 100 NTU.

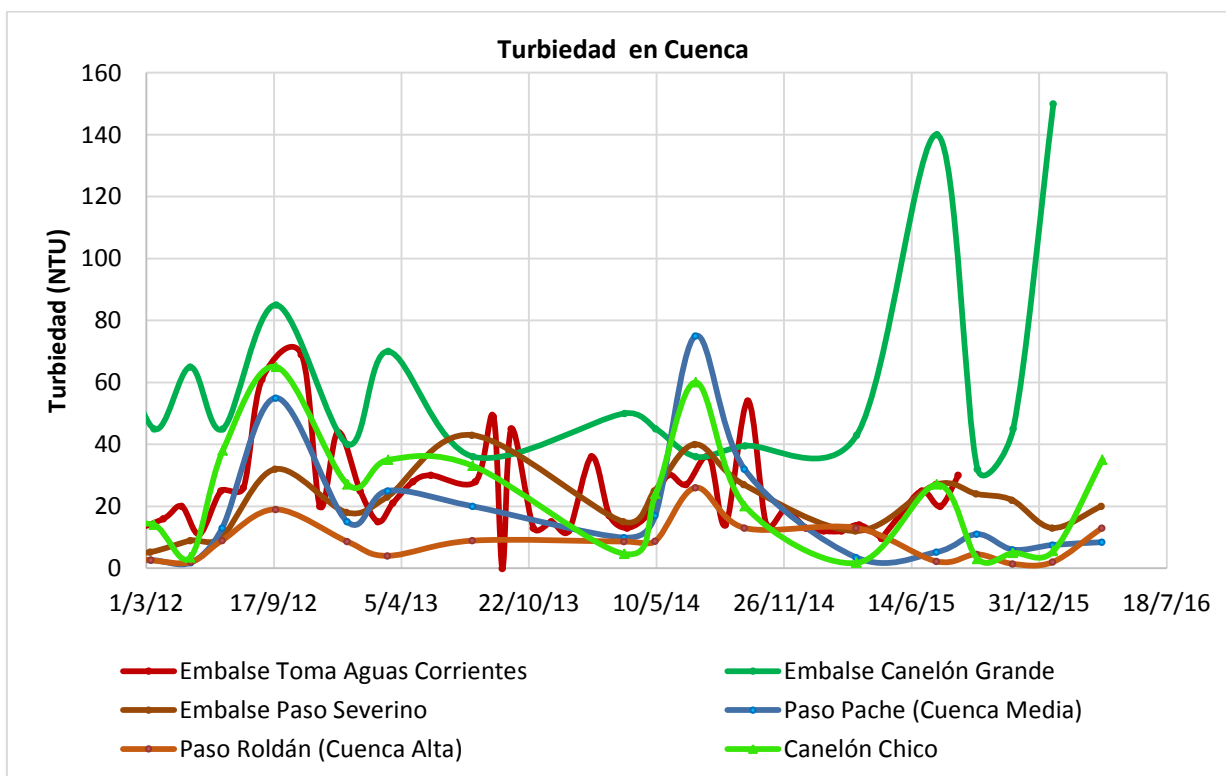


Gráfico 2-5: Turbiedad en las distintas subcuencas de aporte a Aguas Corrientes. Período 2012-2016

En Gráfico 2-6 y Gráfico 2-7 se presenta la evolución del contenido de fitoplancton y cianobacterias en agua bruta para las diferentes cuencas respectivamente, donde se puede observar su presencia significativa ya en secciones de la cuenca Alta del río Santa Lucía (Fray Marcos y San Ramón). Se destacan especialmente valores altos de concentración de cianofíceas en el primer trimestre de 2013 (período previo a incidente crítico de marzo 2013).

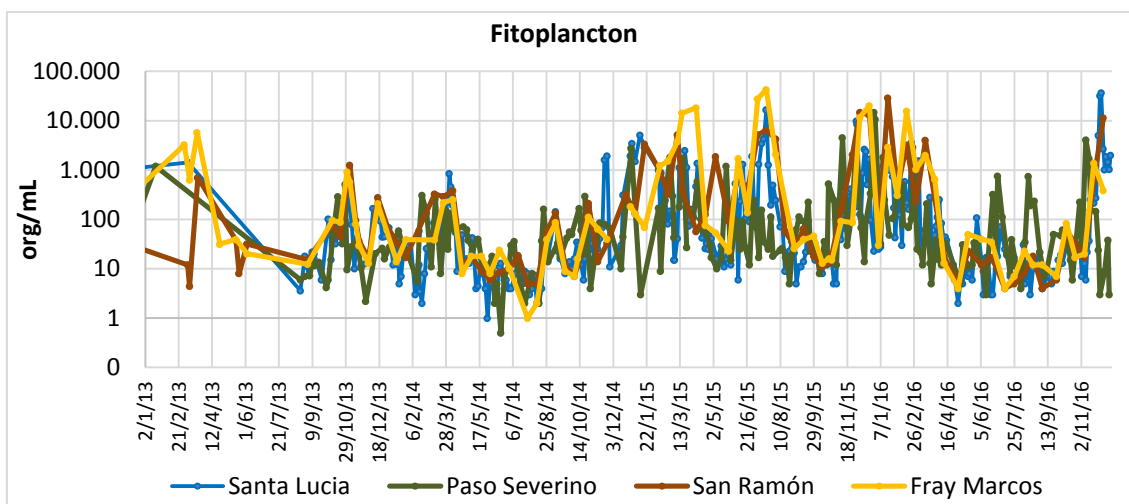


Gráfico 2-6: Fitoplancton en subcuencas del RSL. Período 2012-2016

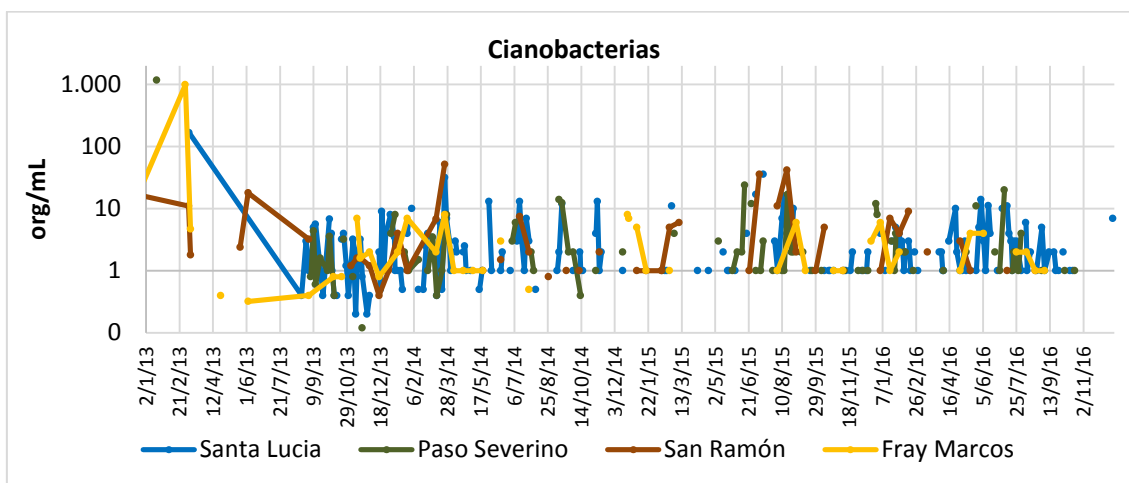


Gráfico 2-7: Cianobacterias en subcuencas del RSL. Período 2012-2016

2.2.2. Relación caudal – parámetros de calidad de agua

A continuación, se realiza un análisis de calidad del agua bruta, para los parámetros relevantes citados en el subcapítulo anterior, cotejados con el respectivo caudal de escurrimiento. Se procura así vincular las características cualitativas con episodios de alta precipitación y escurrimiento con efectos asociados de arrastre de nutrientes por un lado, así como por defecto en tiempos de estiaje, por promoción de condiciones lénticas en el propio curso principal de agua asociado y/o menor factor de dilución.

Se ha considerado como referencia de caudal característico a los efectos de la correlación calidad-caudal, a la serie de valores de caudales medidos en la estación de aforo de Fray Marcos (debido a la mejor calidad de datos hidrológicos), utilizada entonces como referencia de caudal específico del curso de agua (a menos de un desfase temporal de hasta aproximadamente 3 días para las secciones del tramo inferior del río). Esta serie de valores fue correlacionada con las respectivas series de valores de concentraciones de los parámetros de calidad de los parámetros cualitativos relevantes en la estación de Aguas Corrientes.

En el Gráfico 2-8 se puede notar la correlación directa entre el parámetro turbiedad y los mayores caudales de escurrimiento. Esta observación estaría directamente asociada a fenómenos de run-off, esto es, de arrastre de partículas en suspensión y disueltas en ocasión de precipitaciones que generan escurrimientos significativos. Para el caso del parámetro TOC (Gráfico 2-9), dicha correlación se encuentra también asociada a fenómenos de eutroficación en ocasión de estiajes, incidente formador por fotosíntesis de materia orgánica disuelta y suspendida (fuente de TOC y turbiedad) en el propio cuerpo de agua (explica valores de 6 a 8 mg/l en ocasión de estiaje en meses estivales), así como descargas puntuales de efluentes con contenido orgánico (doméstico e industrial), en condiciones de baja dilución.

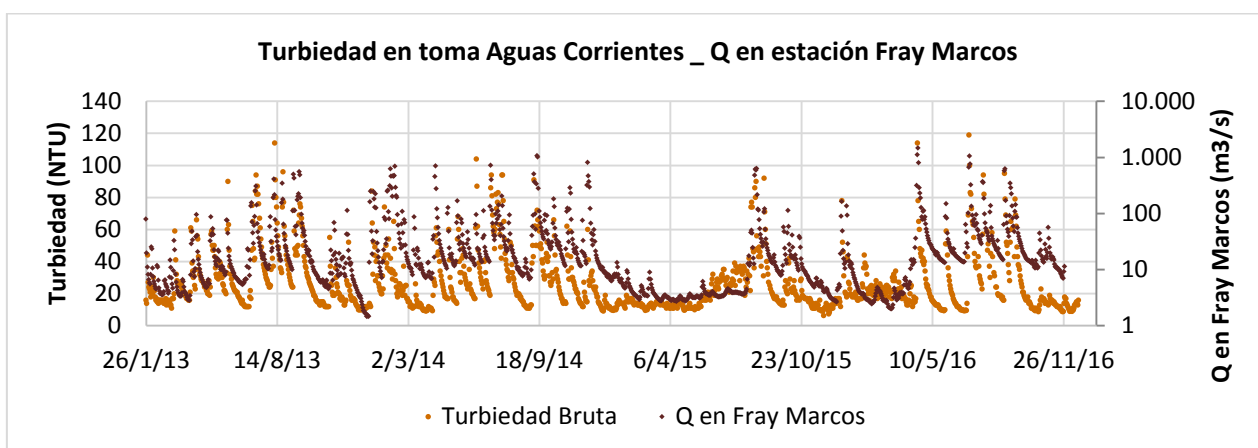


Gráfico 2-8: Comparación Turbiedad - Caudal

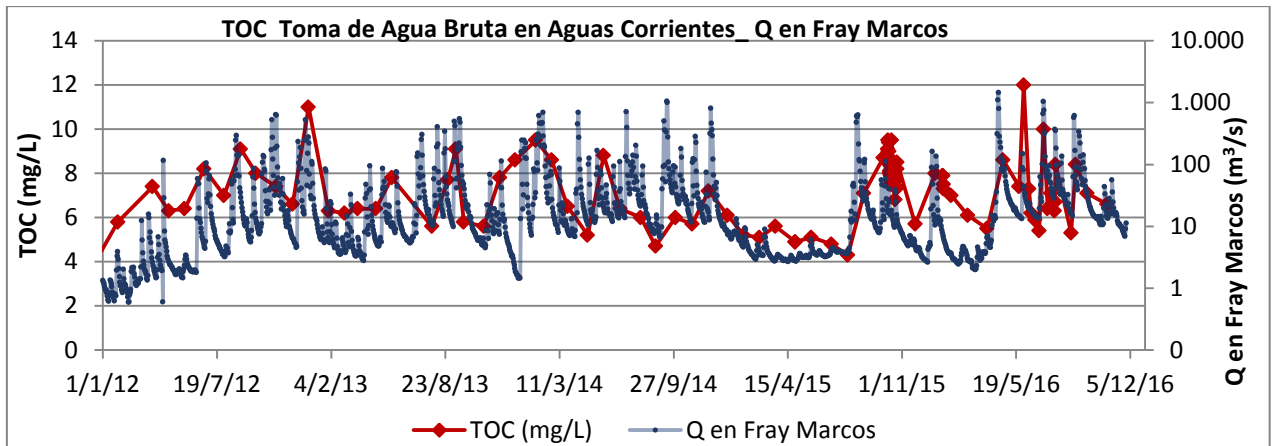


Gráfico 2-9: Comparación TOC - Caudal

En los siguientes gráficos (Gráfico 2-10 a Gráfico 2-14) se presenta la comparación entre el caudal en río con las concentraciones de hierro, manganeso, nitrógeno, fósforo y fitoplancton. Para el caso de nitrógeno y fósforo, se permite apreciar cierta correlación positiva con los picos de caudal, lo que indica la prevalencia del efecto run-off señalado por aporte asociado a escurrimientos superficiales sobre terreno. La correlación de los parámetros Fe y Mn respectiva con caudal, si bien son concentraciones bajas, permite observar efectos alternados de valores mayores de la serie, tanto en instancias de estiaje como de picos de caudal, es igualmente indicativa de presencia de los mismos en condición natural (aportes subsuperficiales al caudal de base), compensado por aportes por transporte del drenaje para eventos de mayor escorrentía.

Para el caso del fitoplancton, la correlación es inversa, siendo las concentraciones máximas dadas en condiciones de estiaje, fenómeno totalmente alineado con previsiones, esto es, los estiajes son instancias propicias para desarrollos algales por mayores tiempos de residencia hidráulica en el curso asociados a menores turbiedades del agua.

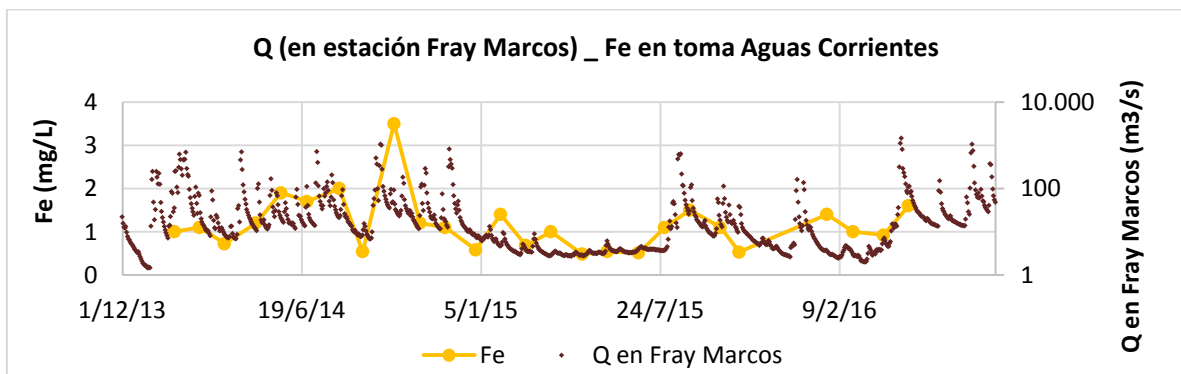


Gráfico 2-10: Comparación Hierro – Caudal

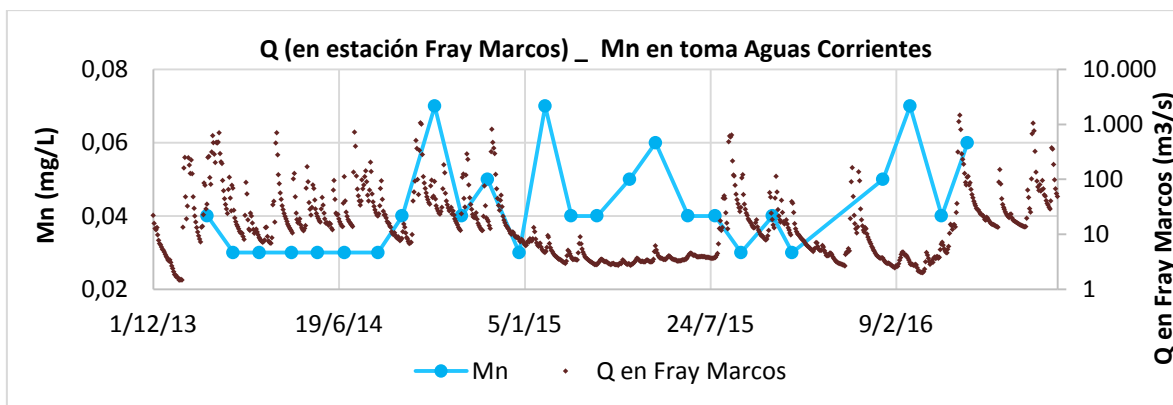


Gráfico 2-11: Comparación Manganese - Caudal

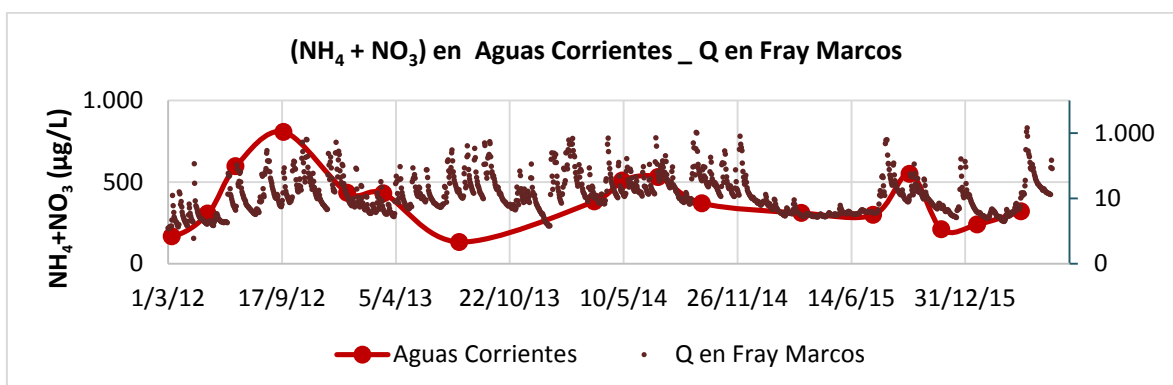


Gráfico 2-12: Comparación de Nitrógeno (como la suma de Amonio + Nitrato) con caudal

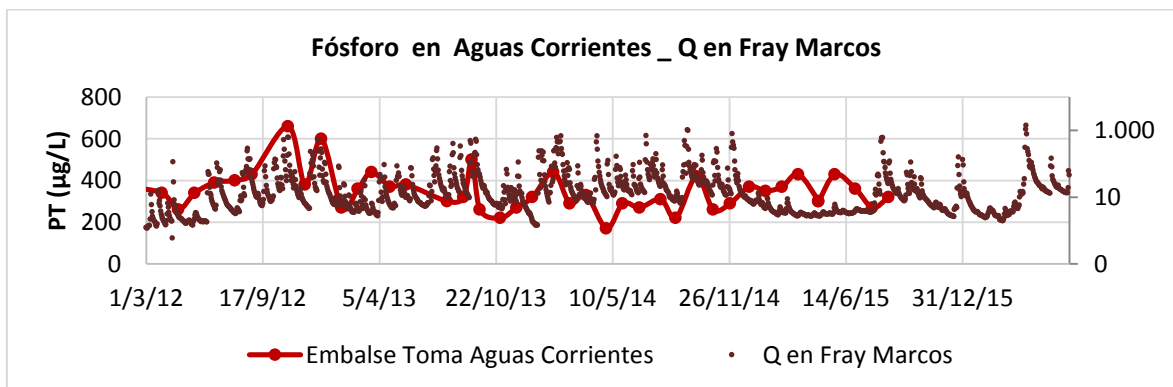


Gráfico 2-13: Comparación Fósforo Total con Caudal en Aguas Corrientes

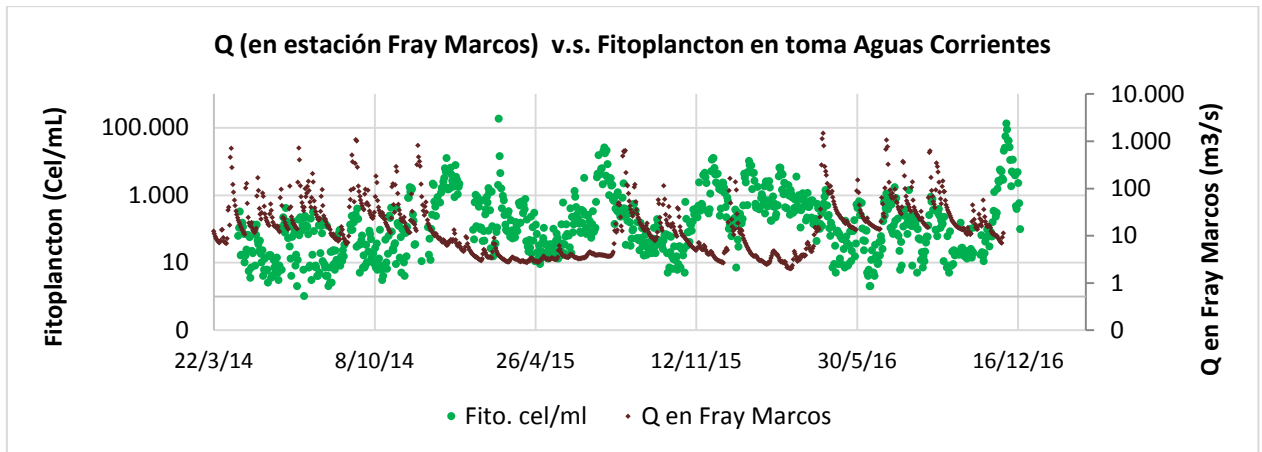


Gráfico 2-14: Comparación Fitoplancton – Caudal

2.3. Análisis de los factores propiciadores de incidentes de sabor y olor en la cuenca del río Santa Lucía.

2.3.1. Antecedentes

En el Capítulo 3 se analizan en profundidad los fundamentos y el origen de los distintos compuestos formadores de olor y sabor. En esta instancia, a título introductorio, se presenta una breve síntesis de tales factores generadores y las condiciones bajo las cuales tales compuestos llegan al agua superficial.

En la Figura 2-1 se presenta un esquema de fuentes/orígenes (organismos y fenómenos físicos propiciatorios) generadoras de compuestos principales de sabor y olor. En resumen, los compuestos principales formadores de olor y sabor son la Geosmina y el MIB (2-Metilisoborneol), los cuales se identifican con olor a tierra y humedad respectivamente.

Tales compuestos se asocian a bacterias presentes en el suelo (Actinomicetos) y/o cianobacterias desarrolladas en ambientes lénticos bajo condiciones adecuadas de temperatura, disponibilidad de nutrientes, acceso a luz solar y tiempo de residencia hidráulico del agua del reservorio.

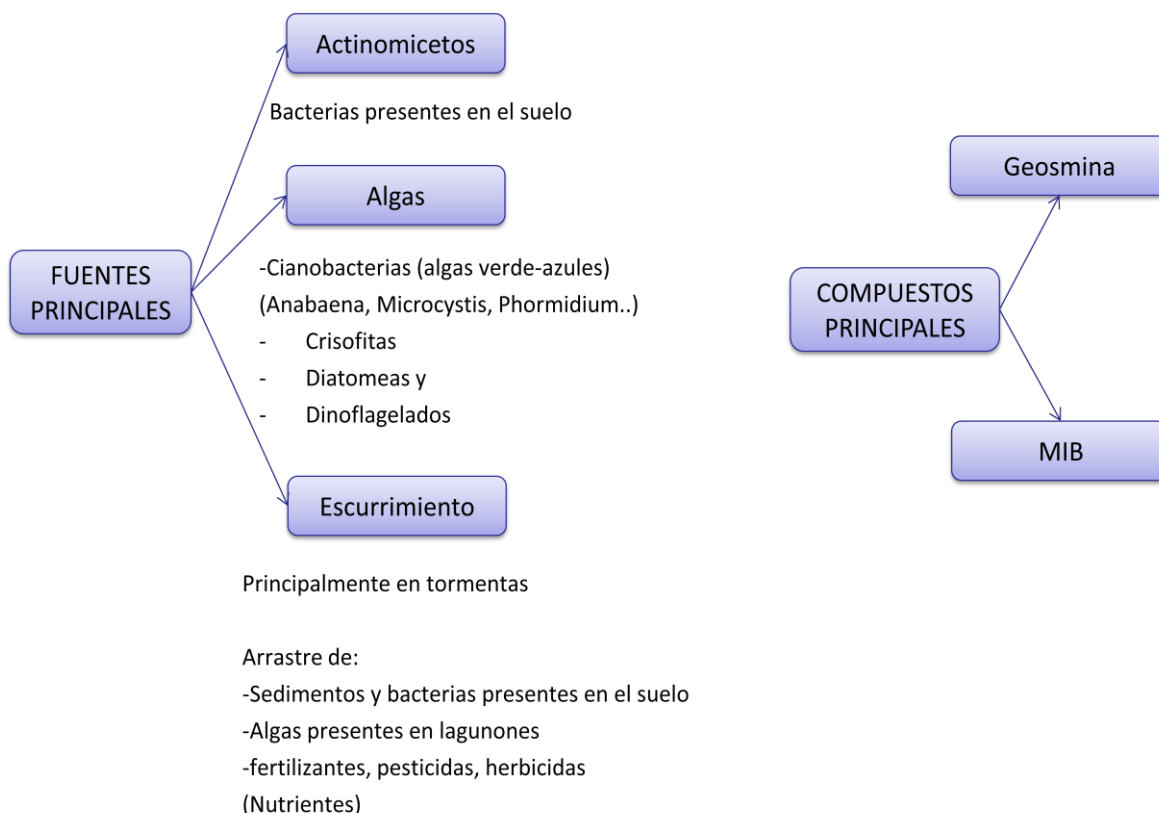


Figura 2-2: Principales fuentes y metabolitos de olor y sabor

El escurrimiento superficial asociado a precipitaciones intensas, constituye un evento natural propiciador de incidentes de olor y sabor. En efecto, este fenómeno físico provoca el arrastre y lavado de metabolitos asociados a actinomicetos (Geosmina), así como el potencial arrastre en áreas de actividad agrícola de pesticidas, herbicidas y fertilizantes, y de residuos orgánicos por drenaje urbano.

En ambientes lénticos (embalses y recintos en cursos fluviales asimilables a tales), ocurre el fenómeno de eutrofización, asociado a crecimiento significativo de fitoplancton, siendo de destaque y cuidado el florecimiento del género cianobacterias por la potencial liberación de metabolitos formadores de olor y sabor y/o tóxicos.

2.3.2. Incidentes específicos de olor y sabor en Aguas Corrientes

Según lo observado por personal de operación de OSE a lo largo de muchos años de experiencia directa, existe una fuerte correlación entre tormentas/escurrimientos y eventos de sabor y olor, circunstancia esperable según comentarios de subcapítulos anteriores.

El laboratorio de Aguas Corrientes, cuenta con un panel de sabor y olor con personas especializadas para realizar esta función. Se realiza un análisis diario, donde 6 personas detectan y evalúan el olor y sabor del agua tratada y elevada. Como resultados se obtienen valores de escala de aceptabilidad para cada panel. Esta escala de

clasificación se encuentra entre valores de 1 a 9, asociados a los siguientes conceptos presentados en la Tabla 2-1 :

CLASIFICACIÓN	OPINIÓN
1	Estaría muy complacido de aceptar esta agua como mi agua de beber de todos los días.
2	Estaría complacido de aceptar esta agua como mi agua de beber de todos los días.
3	Estoy seguro de que podría aceptar esta agua como mi agua de beber de todos los días.
4	Podría aceptar esta agua como mi agua de beber de todos los días.
5	Quizás podría aceptar esta agua como mi agua de beber de todos los días.
6	Quizás no podría aceptar esta agua como mi agua de beber de todos los días.
7	No podría aceptar esta agua como mi agua de beber de todos los días.
8	Nunca podría beber esta agua.
9	No puedo mantener esta agua en mi boca y nunca podría beberla.

Tabla 2-1: Escala de aceptabilidad de sabor utilizada en Aguas Corrientes

En circunstancias de aparición de condiciones objetables de olor y sabor, se acude al tratamiento por adsorción en Planta de Aguas Corrientes mediante adición de carbón activado en polvo al ingreso del agua bruta a Planta, siendo el uso y la dosis aplicadas de PAC, también un indicador indirecto de incidencias de olor y sabor.

En el Gráfico 2-15 se presentan los resultados de los valores calificados por el panel de olor/sabor, mayores a 4 para el período 2014 – 2016, en tanto que en el Gráfico 2-16 se puede observar la correlación entre uso (dosis) de PAC en Planta, siendo ambos gráficos y parámetros relevantes correlacionados contra caudal diario en Fray Marcos (referencia de condiciones específicas de escurrimiento).

Del análisis de la información se pueden identificar dos categorías de eventos o incidentes de olor y sabor:

- Incidentes de olor y sabor (asociados a calificaciones superiores a 4 del panel y/o uso de PAC en Planta de Aguas Corrientes), directamente correlacionados con picos de caudal. Estos fenómenos se explican básicamente por fenómenos de run-off o arrastre de sustancias asociados a eventos intensos de precipitación y asociados específicamente a presencia de Geosmina presumiblemente proveniente de actinomicetos presentes en el suelo. El análisis del cuatrienio 2013-2016 de incidencias panel sabor/uso PAC indica una

frecuencia aproximada de 4 a 5 incidentes anuales promedio asociados a esta categoría de eventos (arrastre por picos de escurrimiento superficial) con duraciones estimadas en 5 a 10 días en función de los tiempos de concentración hidrológica de la cuenca.

- Incidentes de olor y sabor, asociados a períodos de estiaje severos (ejemplo marzo 2013), y directamente relacionados con presencia de metabolito Geosmina derivado de cianobacterias (Ejemplo: ver Gráfico 2-7 - Cianobacterias y Gráfico 1-16 – uso de PAC en AC en eventos crítico de marzo 2013). Como ya fuera indicado, este tipo de incidentes es propiciado por la generación de ambientes lénticos en el propio curso y será motivo de análisis específico en capítulo siguiente. El análisis del cuatrienio 2013-2016 registra una media de 1 a 2 eventos anuales, no obstante su duración se asocia a los niveles de estiaje y época del año (estacionalidad crítica al inicio de la primavera y fines de verano).

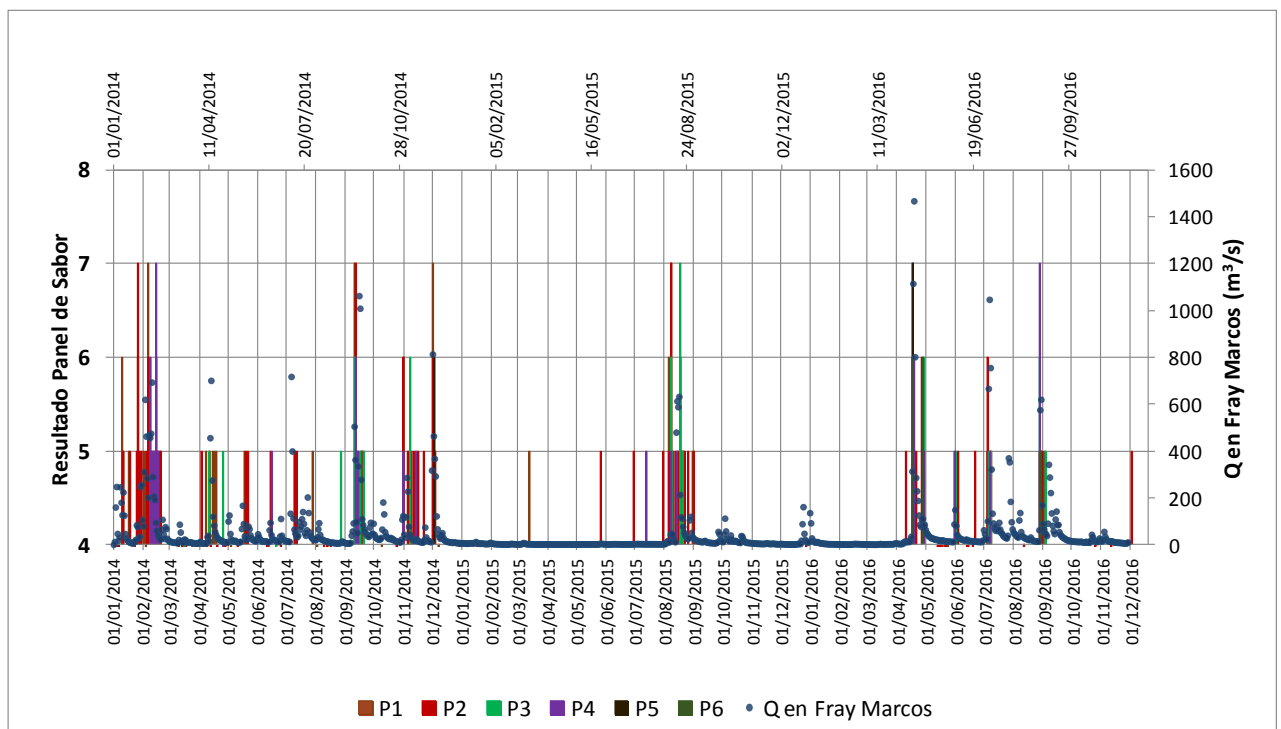


Gráfico 2-15: Relación entre Paneles de Sabor y Caudales de escurrimiento

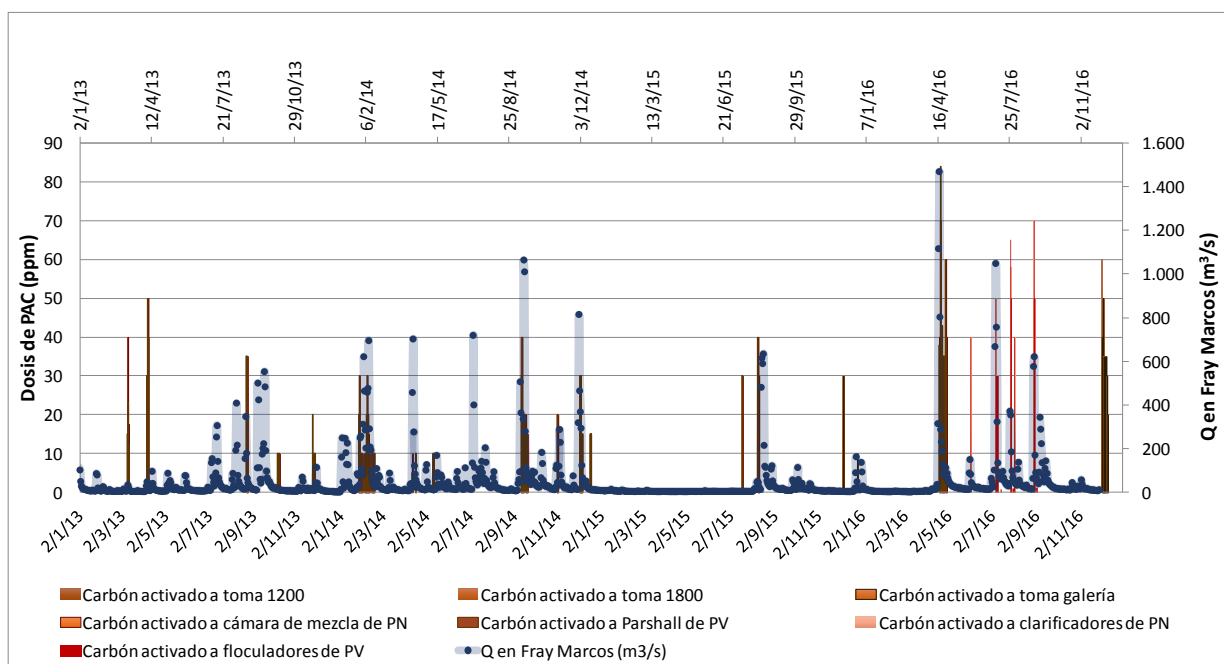


Gráfico 2-16: Relación entre la dosis de PAC aplicada y caudales de escurrimiento

2.4. Estudio de correlación entre calidad del agua bruta, sus causas antropogénicas y acciones de control vía aporte de nutrientes

En la Figura 2-3 se presenta una imagen de los diferentes usos del suelo en la cuenca del Santa Lucía. Se señala con borde negro, la subcuenca de aporte a Aguas Corrientes, donde se puede destacar en forma general los siguientes usos relevantes por subcuencas superiores:

- Subcuenca Media-Alta: Uso preferente de ganadería extensiva y parcialmente lechería;
- Zona Superior al noreste de la cuenca: Uso preferente para forestación;
- Subcuenca asociada al Canelón Grande y Chico: Mayoritariamente horticultura y fruticultura y criaderos de aves y cerdos;
- Subcuenca baja: Uso preferente para lechería.

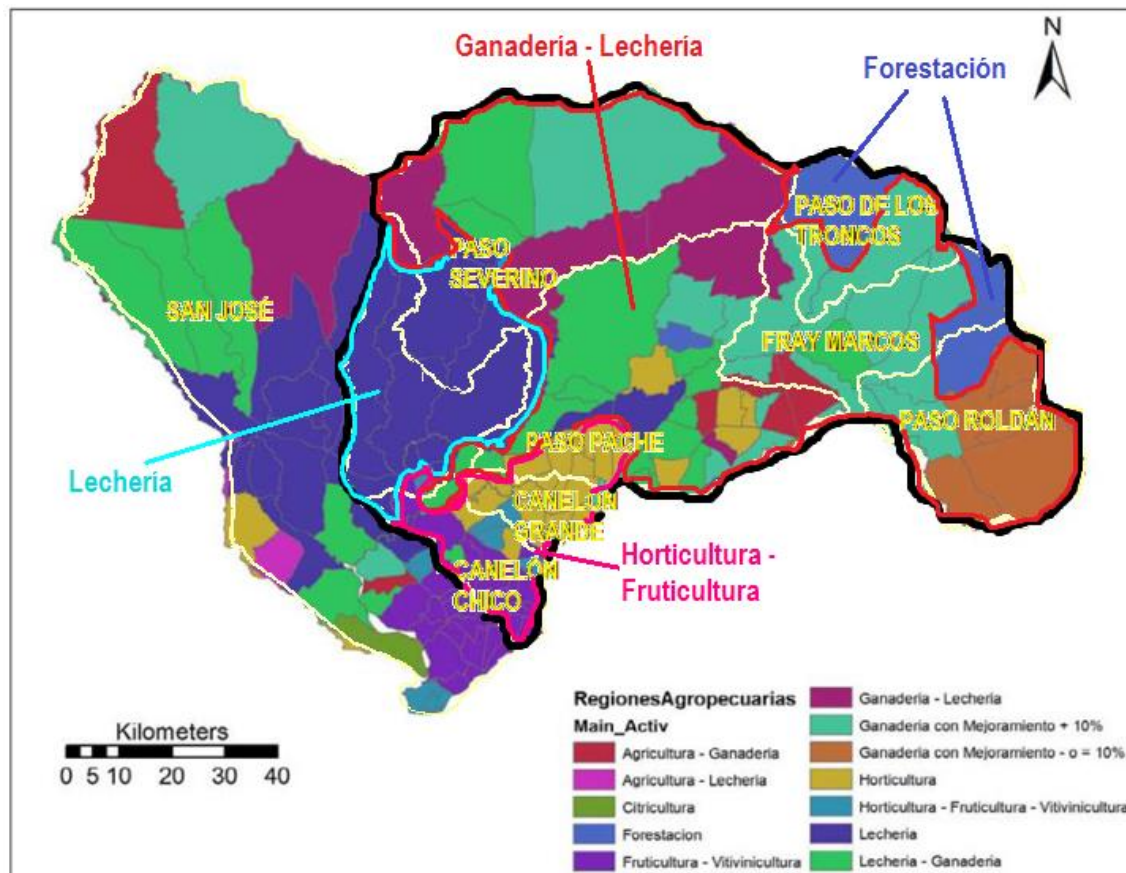


Figura 2-3: Usos del Suelo Cuenca Santa Lucía. Censo Agropecuario 2000 (MGAP)

En el estudio JICA-DINAMA¹, que fuera ya citado en el Informe N° 1 anterior², fueron considerados los coeficientes de exportación de nutrientes presentados en la Tabla 2-2. Se presenta además en este cuadro, las áreas correspondientes a cada uso del suelo (que en términos generales se mantiene sin mayores cambios entre los años 2010 y 2016).

¹ Informe de Situación sobre Fuentes de Contaminación Difusa en la Cuenca del Río Santa Lucía - JET / DINAMA (2010).

² Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano. Informe N°1. SEINCO-HAZEN (2016).

Uso de la tierra	Área		Coeficiente de Exportación		
			DBO	N-T	P-T
	km ²	%	Kg./ha/año	Kg./ha/año	Kg./ha/año
Agricultura- ganadería	565,4	4,2	16,8	11,0	0,75
Agricultura-lechería	78,9	0,6	16,8	11,0	0,75
Cítrus	80,9	0,6	16,8	17,9	1,10
Forestación	599,2	4,5	5,6	3,4	0,10
Frutales-Viñedos	629,4	4,7	16,8	17,9	1,10
Ganadería y Lechería	1.718,1	12,9	16,8	4,0	0,40
Ganadería con pasturas mejoradas ≥ 10%	695,3	5,2	16,8	4,0	0,40
Ganadería con pasturas mejoradas < 10%	2.732,2	20,5	16,8	4,0	0,40
Horticultura	782,4	5,9	16,8	17,9	1,10
Horti-Fruti-Vitivinicultura	113,1	0,8	16,8	17,9	1,10
Lechería	2.548,5	19,1	16,8	4,0	0,40
Lechería y ganadería	2.477,0	18,6	16,8	4,0	0,40
Urbano	289,4	2,2	56,0	9,0	2,20
Total	13.310,0	100,0	-	-	-

Tabla 2-2: Coeficientes de exportación y áreas asociadas a los diferentes usos del suelo en la Cuenca de Aguas Corrientes. JICA-DINAMA

A partir del área por actividad y el coeficiente de exportación, fueron calculadas en ese informe, las cargas de contaminantes multiplicando el coeficiente de exportación de cada parámetro por el área abarcada (Tabla 2-3).

Fuente	Uso de la tierra	Carga de Contaminantes					
		DBO		N-T		P-T	
		Kg./día	%	Kg./día	%	Kg./día	%
Fuentes difusas							
	Agricultura- ganadería	2.603	3	1.696	6	116	5
	Agricultura-lechería	363	0	237	1	16	1
	Cítrus	372	0	397	1	24	1
	Forestación	919	1	558	2	16	1
	Frutales-Viñedos	2.897	4	3.087	11	190	8
	Ganadería y Lechería	7.908	10	1.883	7	188	8
	Ganadería con pasturas mejoradas ≥ 10%	3.200	4	762	3	76	3
	Ganadería con pasturas mejoradas < 10%	12.575	16	2.994	11	299	12
	Horticultura	3.601	5	3.837	14	236	9
	Horti-Fruti-Vitivinicultura	521	1	555	2	34	1
	Lechería	11.730	15	2.793	10	279	11
	Lechería y ganadería	11.401	15	2.714	10	271	11
	Urbano	4.441	6	714	3	174	7
	Total Fuentes Difusas	62.532	82	22.227	82	1.922	77
Fuentes puntuales							
	Domésticas	12.093	16	3.342	12	374	15
	Industriales	2.045	3	1.542	6	203	8
	Total Fuentes Puntuales	14.138	18	4.884	18	577	23
Total		76.670	100	27.111	100	2.499	100
	Por área (Kg./km ² /año)	2.103		743		69	

Tabla 2-3: Cargas de contaminantes para la Cuenca de Aguas Corrientes, estimadas por el Método del Coeficiente de Exportación. JICA-DINAMA.

En la tabla anterior, se observa que las cargas totales de contaminantes por unidad de superficie estimadas para la cuenca son:

- Carga NT = 743 Kg/km²/año
- Carga PT = 69 Kg/km²/año

La determinación anterior es consistente con análisis bibliográfico en el Estudio, respecto a cuencas de semejantes productividades en Europa y Estados Unidos.

Se destaca la **importancia relativa de la contaminación por fuentes difusas respecto del total de aportes**. En lo que respecta a cargas de contaminantes en la cuenca, los aportes de fuentes difusas son altamente significativos, estimados en 82% para DBO₅, 82% para NT y 77% para PT. Esto lleva a que el porcentaje aproximado de aportes de contaminantes de nutrientes al agua bruta es debido a:

- 80% Fuentes Difusas
- 20% Fuentes Puntuales

En el Estudio de Aguasur (2013)³, a partir de los coeficientes de exportación del Estudio DINAMA-JICA y las proyecciones de crecimiento de las distintas actividades económicas según OPYPA y OPP (oficinas del Poder Ejecutivo), se proyectaron para el año 2045 los coeficientes de exportación de nutrientes (Tabla 2-4).

Esta proyección fue realizada sobre bases conservadoras de intensificación de actividad en el período, en condiciones semejantes de aporte específico de los nutrientes en cuestión y se considera un escenario conservador (no asociado a prácticas de control específico de aportes).

Uso del suelo	Área actual		Crecimiento proyectado área 2013-2045 (%)	Área proyectada		Coeficiente de Exportación proyectado			% crecimiento CE
	km2	%		km2	%	DBO kg/ha/año	NT kg/ha/año	PT kg/ha/año	
Agricultura-ganadería	586,4	4,3%	111,60%	1198,4	9,0%	16,8	11,0	0,8	0%
Agricultura-lechería	78,9	0,6%	111,60%	167,0	1,3%	16,8	11,0	0,8	0%
Citrus	80,9	0,6%	40%	113,3	0,9%	16,8	17,9	1,1	0%
Forestación	559,2	4,2%	60%	894,7	6,7%	5,8	3,4	0,1	0%
Frutales-viñedos	629,4	4,7%	0%	629,4	4,7%	16,8	17,9	1,1	0%
Ganadería y Lechería	1718,1	12,9%	-3,40%	1659,7	12,5%	19,2	4,6	0,48	14%
Ganaderías sobre mejoramientos >10%	695,3	5,2%	-3,40%	671,7	5,1%	19,2	4,6	0,5	14%
Ganaderías sobre mejoramientos <10%	2732,2	20,6%	-3,40%	2639,3	19,9%	19,2	4,6	0,5	14%
Horticultura	782,4	5,9%	0%	782,4	5,9%	16,8	17,9	1,1	0%
Horti-Fruti-Vitivinicultura	113,1	0,9%	0%	113,1	0,9%	16,8	17,9	1,1	0%
Lechería	2548,5	19,2%	-34,0%	1682,0	12,7%	24,2	5,8	0,6	44%
Lechería y ganadería	2477	18,7%	-3,40%	2392,8	18,0%	19,2	4,6	0,5	14%
Urbano	289,4	2,2%	12%	324,1	2,4%	56,0	9,0	2,2	0%
Población									12%
Actividades industrial									80%
Industria	13289,8	100,0%		13285,8	100,0%				

Tabla 2-4: Coeficiente de exportación proyectado según Estudio Aguasur 2013

El análisis de proyección realizado en el estudio citado anteriormente, brinda valores de crecimiento esperado de aportes de nutrientes en el entorno del 20%, donde se destacan los siguientes valores referenciales para la cuenca:

³ Estudio de Selección de la Alternativa para el Aseguramiento del Abastecimiento de Agua Potable al Sistema Montevideo (AGUASUR, 2013)

Coefficiente de exportación (kg/km ² /año)	Actual (en Año 2013)	Proyectado 2045
DBO	2107	2398
Nitrógeno Total	743	884
Fósforo Total	69	82

Tabla 2-5: Coeficientes de exportación al año 2013 y proyectados al 2045. Informe Aguasur 2013 (escenario conservador)

Como se comentó en el Informe N°1 anterior, a partir del episodio crítico de presencia de metabolitos de olor y sabor de marzo 2013; DINAMA se encuentra gestionando 11 **medidas de control de vertidos sobre el Santa Lucía**, mediante las cuales se pretende disminuir el porte de contaminantes a este curso de agua. Este Plan es denominado *“Plan de Acción para la Protección de la Calidad Ambiental y la Disponibilidad de las Fuentes de Agua Potable en la Cuenca del Río Santa Lucía”*.

Estudios recientes realizados en Estados Unidos (2016-2017), apuntan a la implantación de programas semejantes al promovido en la Cuenca del río Santa Lucía, para manejo responsable y sustentable de cuencas hidrográficas a través de programas integrados (ej.: Leveraging Source Water Protection Programs Through Effective Partnership, Walker, 2017). Las expectativas de reducción de aportes de nutrientes de fuentes difusas están estimadas en un orden del 15% de las cargas iniciales (Source Water Protection Planning, B. Wright, 2017) al cabo de 10 años de ejecución de tales programas.

Bajo esta pauta de cotejado de mejores prácticas y resultados de decrecimiento esperados de aporte de nutrientes, se propone un escenario optimista de reducción de hasta un 15% de los aportes totales de nutrientes de fuente difusa, con lo cual tendría la siguiente proyección de los coeficientes de exportación para el año 2045:

Coefficiente de exportación (kg/km ² /año)	Actual	Proyectado 2045
Nitrógeno Total	743	632
Fósforo Total	69	59

Tabla 2-6: Coeficiente de exportación actual y proyectado luego de ejecución debidamente controlada de medidas de control de DINAMA (escenario optimista)

Como conclusión del análisis y proyecciones (escenarios optimista y conservador propuestos) de la carga específica de nutrientes a lo largo del período proyectado de análisis (2017-2045), no son esperables variaciones sustanciales en tales aportes que permitan eliminar sustancialmente los riesgos de calidad asociados a éstos. En efecto, las concentraciones de N y P en el curso bajo del río Santa Lucía, aún en el escenario más optimista, difícilmente permitan alcanzar reducciones superiores al 15% de los valores medios observados al presente (200 a 500 µg/l en tramos medios a inferiores

del río Santa Lucía). Tales concentraciones reducidas continuarán de todas maneras, estando muy por encima de las concentraciones límites máximas ($< 50 \mu\text{g/l}$) que permitan un control efectivo de eventos de eutroficación en ambientes asimilables a lénticos en el curso a partir exclusivamente de la gestión de estos factores (N y P).

Esta observación, no obsta la razonabilidad y necesidad de continuar profundizando las acciones de gestión y control responsable en el aporte de nutrientes, en el entendido de que se deben hacer los máximos esfuerzos para minimizar tales aportes y consecuentemente reducir los riesgos asociados (tanto por las incidencias de olor y sabor, como especialmente por el riesgo asociado a la eventual presencia de cianotoxinas en el agua bruta).

Por otra parte, los aportes derivados de fenómenos de arrastre de metabolitos asociados a actinomicetos y otros eventos asociados a escurrimientos superficiales intensos ya expuestos, resultan ser independientes de las condiciones de aportes continuos de nutrientes, por lo que en definitiva, la presencia de metabolitos propiciadores de olor y sabor, particularmente aquellos asociados a eventos concentrados de escurrimiento de origen pluvial, continuarán siendo una condición frecuente y probable, que deberán necesariamente a ser manejada con instrumentos correctivos a nivel de Planta de Tratamiento.

2.5. Acciones de control asociadas a control de flujos mínimos de caudal de base en río (objetivo prevención de estado eutrófico por acción sobre tiempo de residencia hidráulico)

2.5.1. Introducción al análisis de riesgos de eutroficación: modelo de Vollenweider

El análisis del subcapítulo anterior estuvo orientado a analizar el estado de situación, los orígenes y la posibilidad de control de los aportes de los nutrientes clave asociados a actividades antrópicas, como una de las formas de proyectar condiciones esperables de calidad de agua bruta y eventuales acciones de mitigación de riesgos por vía de control de nutrientes.

En el presente capítulo se analizan las circunstancias asociadas a eventos de liberación de metabolitos algales (formadores de olor y sabor y/o eventualmente tóxicos), asociadas a ambientes lénticos (embalses) y/o asimilables a tales en ocasión de estiajes (sectores del cauce con condiciones semejantes a lagunas por su conformación hidromorfológica).

Dicho análisis, se realiza no solo considerando los factores ya indicados de presencia de nutrientes en condiciones de suficiencia, sino preferentemente abordando las condiciones hidráulicas asociadas a los caudales de ingreso, y consecuentemente tiempo de retención hidráulico asociado.

A estos efectos el análisis apela a la utilización del clásico modelo de Vollenweider. Vollenweider⁴ desarrolló un modelo para determinar el grado de eutrofia de un embalse o ambientes lénticos, relacionando el aporte de fósforo con las condiciones hidrológicas del medio reactivo.

El modelo, está basado en relaciones semiempíricas de carga – respuesta y ecuaciones de balance de masa, y fue realizado para lagos de Europa en climas templados semejantes al de Uruguay. Consiste en graficar la carga anual de fósforo por unidad de área (cantidad anual de P que llega a un cuerpo de agua receptor, por cada m² de superficie de éste) como función del cociente entre la profundidad media del cuerpo de agua (**H**) y el tiempo de residencia hidráulico del mismo ($\tau=V/Q$).

En la Figura 2-4 se presenta el gráfico determinado por Vollenweider, donde se diferencian dos zonas:

- 1) Zona Eutrófica: Zona por encima de la curva superior, relacionada a condiciones “peligrosas” de eutroficación.
- 2) Zona Oligotrófica: Zona por debajo de la curva inferior, relacionada a un grado de eutroficación permisible.

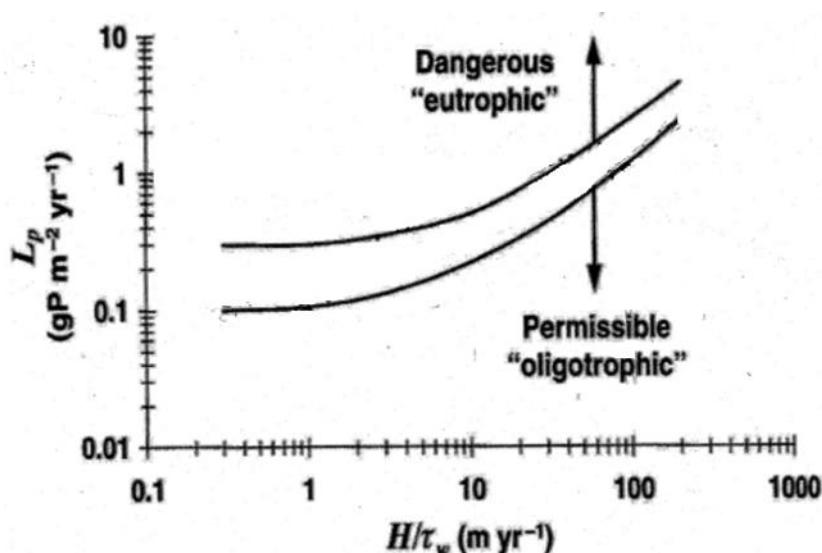


Figura 2-4: Gráfico de Modelo de Vollenweider, 1980 (Adaptado por Chapra, 1997).

En definitiva el modelo permite una valoración del riesgo de eutroficación del cuerpo léntico en función de su morfología, aportes específicos de nutrientes y tiempo de residencia hidráulico.

⁴ Vollenweider, R.A. et al., 1980: “Conclusions of the OECD Cooperative Program on Eutrophication. Publicado en UNESCO Nature and Resources”.

2.5.2. Análisis de los Embalses de la Cuenca según modelo de Vollenweider

En el Gráfico 2-17 se presenta el análisis de riesgo de eutrofización según Vollenweider aplicado a los embalses de la cuenca del río Santa Lucía (Canelón Grande, Paso Severino y futuro embalse Arroyo Casupá).

Se puede observar que el embalse más comprometido es el de Canelón Grande y luego le siguen en su orden Paso Severino y Aº Casupá. Se destaca en particular la mejor condición del futuro embalse AºCasupá categorizado entre la zona permisible y la eutrófica, condición que debería ser protegida mediante un control particular de aportes en su subcuenca afluente.

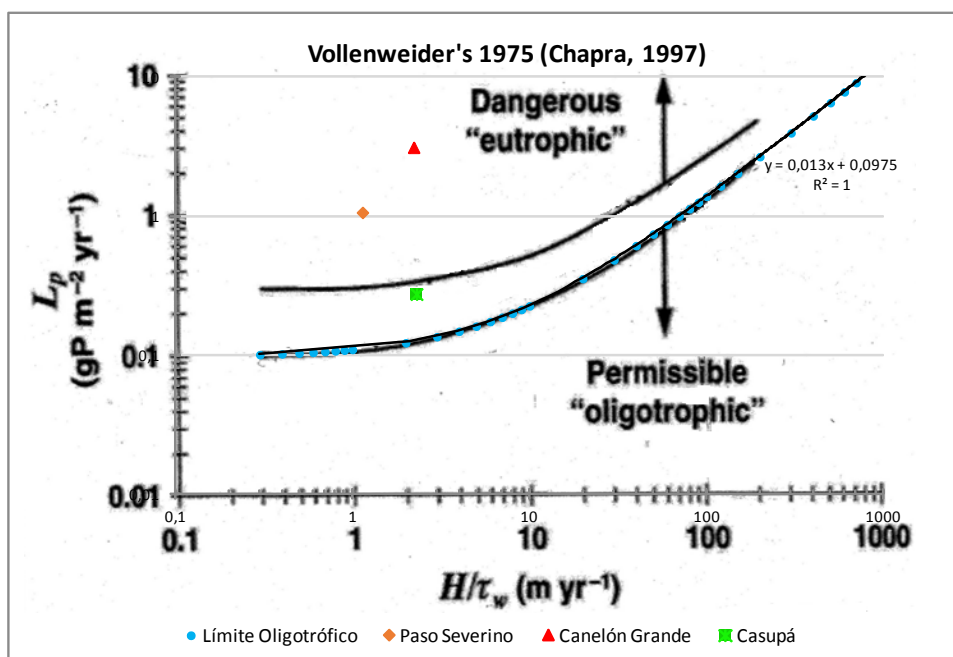


Gráfico 2-17: Nivel de eutrofización de los embalses según Vollenweider

Se destacan las siguientes conclusiones:

- Con el ingreso de embalse Aº Casupá serán esperables condiciones más seguras de abastecimiento en cantidad y calidad, en la medida de que son esperables condiciones de menor riesgo de eutrofización en el nuevo embalse, sumado a la mayor diversificación de fuentes alternativas disponibles.
- Resultará conveniente propiciar condiciones muy estrictas de control de aportes de nutrientes en la subcuenca del embalse Aº Casupá, que minimicen aportes de nutrientes y permitan generar las condiciones más aproximadas a la oligotrofia. Se recomendará propiciar acciones específicas de control de fuentes difusas y puntuales en dicha subcuenca.
- El embalse Canelón Grande, se considera de menor significación cuantitativa en la oferta de agua bruta regulada, y es manejado como una reserva emergencial como propuesta de este Estudio, con la finalidad de disponer de una fuente

independiente del resto de la Cuenca, con capacidad para abastecimiento de 10 días de consumo máximo.

En definitiva, los comentarios anteriores resultan relevantes en cuanto a fundamentar acciones de protección en paralelo a la entrada en operación del nuevo embalse Aº Casupá, así como para proyectar las condiciones esperables de calidad de agua en Aguas Corrientes, tanto para la fracción asociada al origen regulado de los embalses mencionados (Pº Severino y Aº Casupá), con condiciones de calidad típicas de ambientes lénticos eutrofizados (asimilables a las observadas hasta el presente para origen Paso Severino).

2.5.3. Análisis de zonas asimilables a ambientes lénticos en curso del Santa Lucía

A partir del modelo de Vollenweider, se procedió a analizar el nivel de riesgo de estado trófico y potencial desarrollo de incidentes severos de florecimiento de cianofíceas, para zonas asimilables a ambientes lénticos (“lagunas”) en el cauce del río Santa Lucía (principalmente en cauce superior de la zona de la cuenca Alta), durante períodos de estiaje. Estos ambientes, son propicios para generar condiciones óptimas de proliferación de algas al contar con concentraciones suficientes de nutrientes, alto tiempo de retención hidráulico, temperatura apropiada y fundamentalmente baja turbiedad. Esta iniciativa está inducida por las circunstancias críticas observadas (episodio marzo 2013), de ocurrencia de episodios de alta concentración de cianofíceas en el curso superior del río Santa Lucía (Fray Marcos) en períodos de estiaje.

Mediante el modelo citado, se puede determinar una potencial corrección de la condición de riesgo, mediante el agregado de un flujo de agua adicional al natural, que permita pasar de condiciones eutróficas a oligotróficas (permisibles) y por tanto reducir así el riesgo de desarrollo de florecimientos algales.

A continuación se presenta un resumen de máximos, mínimos, promedios y medianas de la concentración de Fósforo en estaciones de la cuenca Media – Alta del río Santa Lucía y del Santa Lucía Chico, durante el período 2012 - 2016:

	Paso Roldán	Fray Marcos	Paso Pache	Florida
Mínimo P (mg/L)	66	80	71	151
Máximo P (mg/L)	425	160	464	786
Promedio P (mg/L)	150	108	226	390
Mediana P (mg/L)	120	100	209	349

Tabla 2-7: Resumen de valores estadísticos de Fósforo en cuenca media/alta del río Sta. Lucía.

Se consideró para la determinación del caudal mínimo específico de estiaje por unidad de área, el estimado a partir del estudio de la sequía extrema 1988-1990⁵, coincidente además con el valor estimado en el Capítulo 2.7.1.4, de recurrencia 10 años.

⁵ Anuario Hidrológico 1988-1990. Dirección Nacional de Hidrografía. División Recursos Hídricos.

Fue considerado como valor conservador del parámetro fósforo de entrada al modelo, la máxima concentración medida, multiplicada por un coeficiente de seguridad de 1,5.

A partir de lo anteriormente mencionado, las condiciones de partida para la determinación del caudal ecológico que prevendría la condición de eutroficación, son las siguientes:

Q/Ác mín (estiaje)	0,005	L/s/km²
P máx in	1179	µg/L

A título de ejemplo de cálculo, se considera una "laguna" de 1,00 m de profundidad media, 30m de ancho y 400m de largo, típica en la geomorfología del cauce del río Santa Lucía. El área de la cuenca de aporte aguas arriba de esta laguna, se plantea de 300 km². En el Gráfico 2-18 se indica la valoración de estado trófico de esta laguna dentro del gráfico de Vollenweider, para las condiciones críticas presentadas anteriormente de caudal de estiaje y aporte de nutriente P, y se indica también, para la condición de aporte específico de P, cual sería el punto en abscisas de pasaje a condición oligotrófica determinado por factores hidráulicos. Mediante este análisis, es posible determinar el caudal mínimo de entrada a la laguna tal que sus condiciones eutróficas permitan alcanzar la zona oligotrófica (permisible) (Ver Gráfico 2-18), a igual carga de P por unidad de superficie de laguna (valor de ordenada del punto) al modificarse la relación $H/\tau_w = H*Q/V$ (valor de abscisa del punto de calificación).

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 2-8. Se puede observar que según este método, para las condiciones planteadas anteriormente, con un caudal de estiaje de entrada de 1,5 L/s (calculado como el área de la cuenca de aporte multiplicado por el caudal específico de estiaje), resulta necesario disponer de un caudal adicional de 133 L/s para generar el cambio de estado a oligotrófico.

	Laguna
Á cuenca aporte (km ²)	300
Qestiaje entrada (L/s)	1,5
L lag. (m)	400
Z med lag. (m)	1
B med lag. (m)	30
Tw (días)	93
Z/Tw (m/año)	4
Lp/S (g/m ² /año)	4,6
Z/Tw necesario (m/año)	350
Q necesario (L/s)	133

Tabla 2-8: Vollenweider para laguna de 400m x 30m x 1m

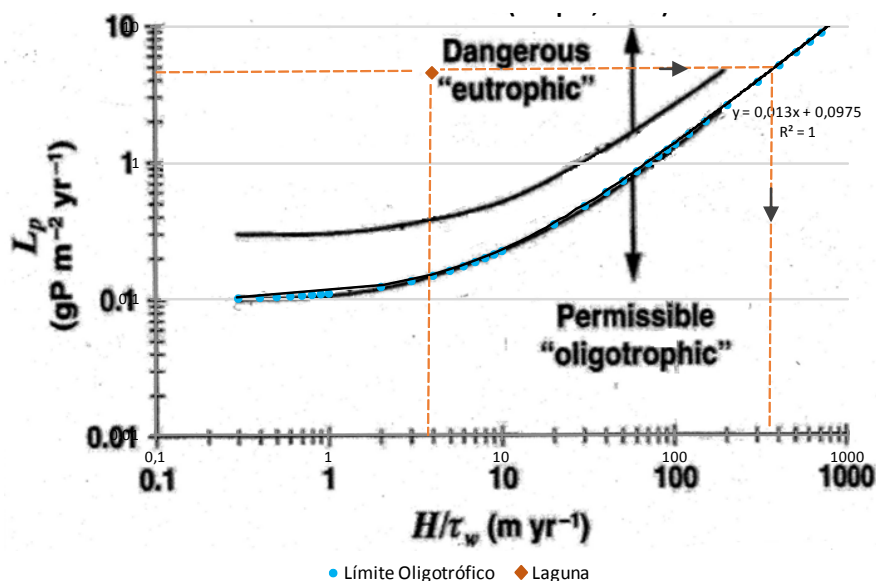


Gráfico 2-18: Condiciones eutróficas de laguna en cuenca alta del Santa Lucía y su determinación de H/τ_w necesario para condición oligotrófica

A partir de este análisis, a continuación se plantea un análisis de sensibilidad del método propuesto, variando el área de la cuenca de aporte (con su consecuente variación de carga de entrada a la laguna), y la geometría de la misma, como forma de valorar diferentes condiciones de geometría de laguna y cuenca afluente.

2.5.3.1. Variación en área de cuenca de aporte

En la Tabla 2-9 y el Gráfico 2-19, se presentan los caudales necesarios para distintas áreas de aporte en cuenca Alta (con un máximo de 2.000 km² perteneciente a la subcuenca aguas arriba de la confluencia del Aº Casupá en el río Santa Lucía). Esta área correspondería al límite de tramo de río a proteger con el caudal extraordinario de aporte, en la medida que luego de la entrada en operación del embalse del Aº Casupá, se dispondrá de un caudal regulado por el mencionado embalse escurriendo en los tramos de río aguas abajo de la sección de confluencia en cuestión.

Se puede observar la fuerte incidencia de la variación del área de la cuenca de aporte (con su respectivo aumento en caudal de estiaje de entrada) en el caudal necesario para pasar a condiciones oligotróficas.

Á cuenca aporte (km ²)	<u>50</u>	<u>250</u>	<u>1.000</u>	<u>2.000</u>
L lag. (m)	<u>400</u>	<u>400</u>	<u>400</u>	<u>400</u>

Qestiaje entrada (L/s)	0,25	1,25	5	10
Tw (días)	556	111	28	14

Q necesario (L/s)	20	111	451	904
-------------------	-----------	------------	------------	------------

Tabla 2-9: Modelo de Vollenweider. Variación en superficie de cuenca de aporte

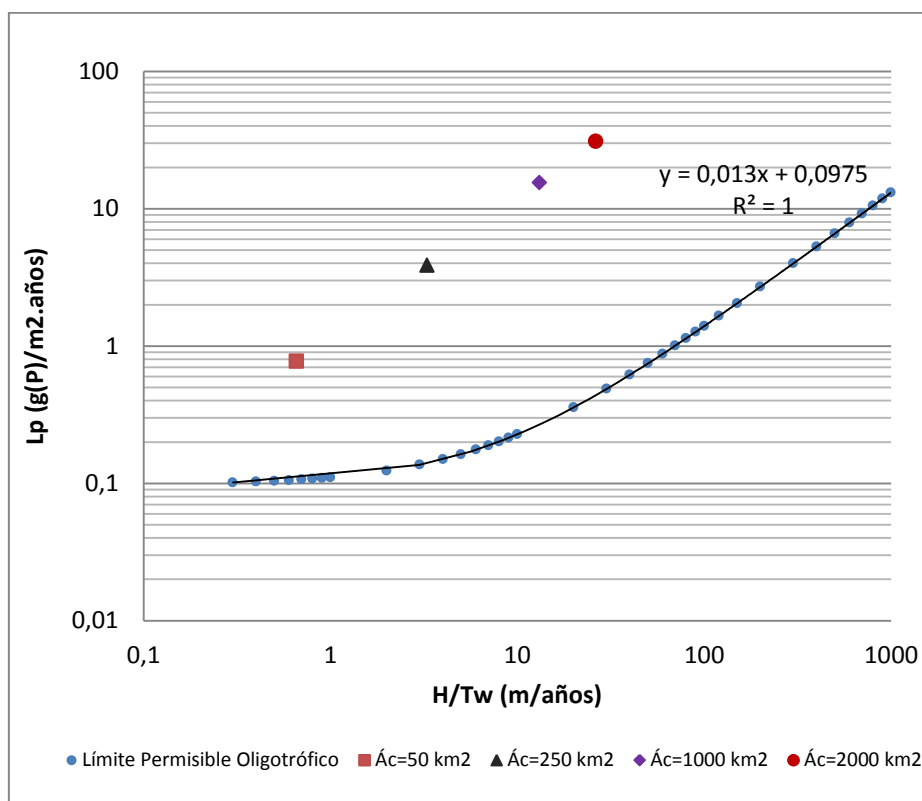


Gráfico 2-19: Modelo de Vollenweider. Variación en superficie de cuenca de aporte

2.5.3.2. Variación en dimensiones de Laguna

En la Tabla 2-10 y el Gráfico 2-20, se presentan los caudales necesarios para distintas posibles dimensiones de lagunas. Se puede observar que el caudal necesario para pasar a condiciones oligotróficas es muy semejante independientemente de las dimensiones de las lagunas.

Á cuenca (km ²)	<u>300</u>	<u>300</u>	<u>300</u>	<u>300</u>
L lag. (m)	<u>100</u>	<u>300</u>	<u>1.000</u>	<u>2.000</u>

Qestiaje entrada (L/s)	1,5	1,5	1,5	1,5
Tw (días)	69	208	694	1389

Q necesario (L/s)	135	134	129	122
-------------------	------------	------------	------------	------------

Tabla 2-10: Modelo de Vollenweider. Variación en superficie de cuenca de aporte

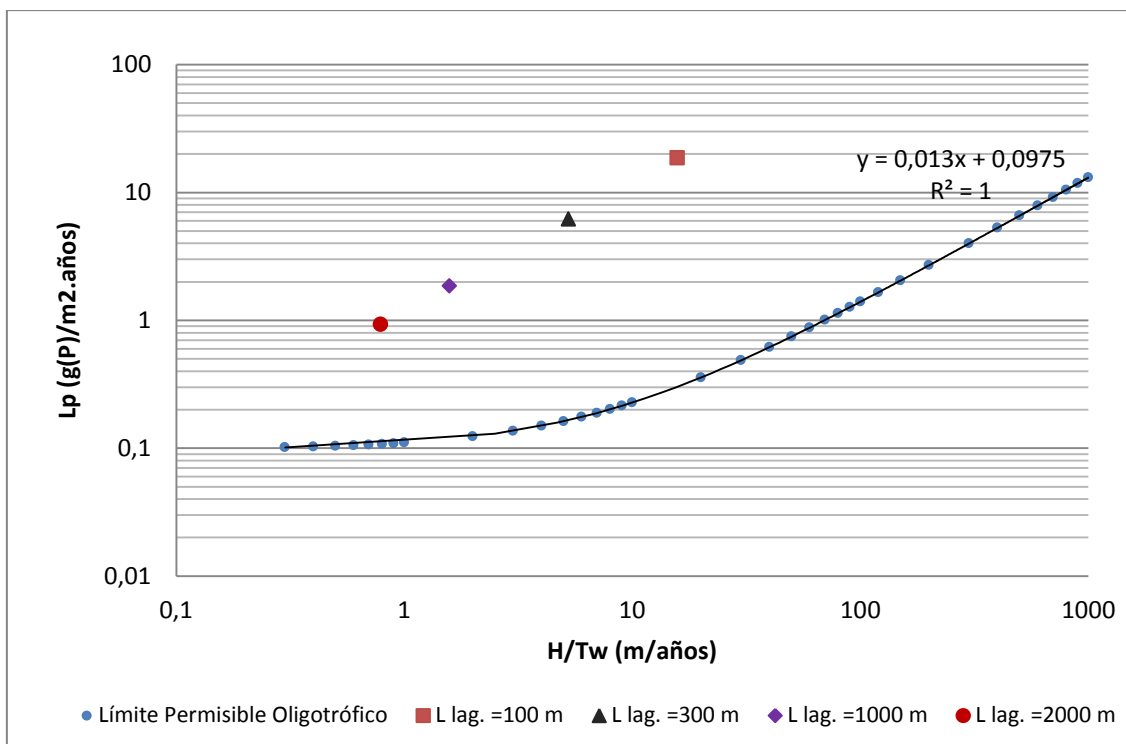


Gráfico 2-20: Modelo de Vollenweider. Variación en superficie de cuenca de aporte

2.5.3.3. Condiciones más favorables y desfavorables, y determinación de caudal mínimo de aporte necesario

En la Tabla 2-11 se presenta el caudal mínimo de aporte necesario para las condiciones más desfavorables (asociada a mayor área de la cuenca de aporte) y a las más favorables (menor área de cuenca de aporte).

Se destaca que el caudal base a disponer, según este método, es de aproximadamente $1 \text{ m}^3/\text{s}$, flujo que permitiría prevenir condiciones de eutroficación en ambientes lénticos del tramo superior del río Santa Lucía, previo a la confluencia con el arroyo Casupá.

	Favorables	Desfavorables
Á cuenca (km ²)	<u>50</u>	<u>2.000</u>
L_{lag} (m)	<u>2.000</u>	<u>100</u>

Qestiaje entrada (L/s)	0,25	10
T_w (días)	2778	3

Q necesario (L/s)	8	906
--------------------------	----------	------------

Tabla 2-11: Modelo de Vollenweider. Condiciones más favorables y desfavorables para determinación de caudal mínimo necesario para condiciones oligotróficas

2.5.3.4. Variación en carga de fósforo de entrada

Se plantea la incidencia de la modificación de la carga de fósforo de entrada a las lagunas en el estado eutrófico de ésta, a los efectos de la valoración del caudal ecológico mínimo necesario bajo el modelo de análisis en curso.

Según lo expuesto en el Capítulo 2.4, un escenario optimista de control de nutrientes permitiría disminuir la carga de fósforo de entrada en aproximadamente un 15%, mediante control estricto de vertidos y uso de nutrientes en la cuenca.

Para las condiciones planteadas anteriormente, con una concentración máxima de Fósforo de entrada de: $P_{\text{máx,in}}=1179 \mu\text{g/L}$, la condición de reducción de fósforo en un 15% es: $P_{\text{máx,in}}=1002 \mu\text{g/L}$.

En la Tabla 2-12 y el Gráfico 2-21, se presenta el modelo de Vollenweider para las siguientes condiciones:

- Condición 1: Condición más desfavorable planteada anteriormente, con $P_{\text{máx,in}}=1179 \mu\text{g/L}$
- Condición 2: Iguales áreas de aporte y dimensiones que Condición 1, pero con $P_{\text{máx,in}}=1002 \mu\text{g/L}$ (disminución en 15%)
- Condición 3: Iguales áreas de aporte y dimensiones que Condición 1, pero se varía la carga máxima de Fósforo de entrada hasta alcanzar condiciones oligotróficas (sin agregado de caudal de base)

Se observa que en términos de calidad de agua en función del estado eutrófico es más eficiente realizar una regulación en el caudal de entrada que un control en nutrientes.

En particular, para lograr un estado oligotrófico sin aporte de caudales base, se debería disminuir la concentración máxima de entrada de $1179 \mu\text{g/L}$ a $14 \mu\text{g/L}$, lo que se estima altamente improbable.

	Condición 1	Condición 2	Condición 3
Á cuenca (km^2)	2.000	2.000	2.000
L lag. (m)	100	100	100

$Q_{\text{min in}}$ (L/s)	10	10	10
T_w (días)	3	3	3

$P_{\text{máx,in}}$ ($\mu\text{g/L}$)	1179	1002	<u>14</u>
Q necesario (L/s)	906	770	0

Tabla 2-12: Modelo de Vollenweider. Variación en carga de Fósforo de entrada

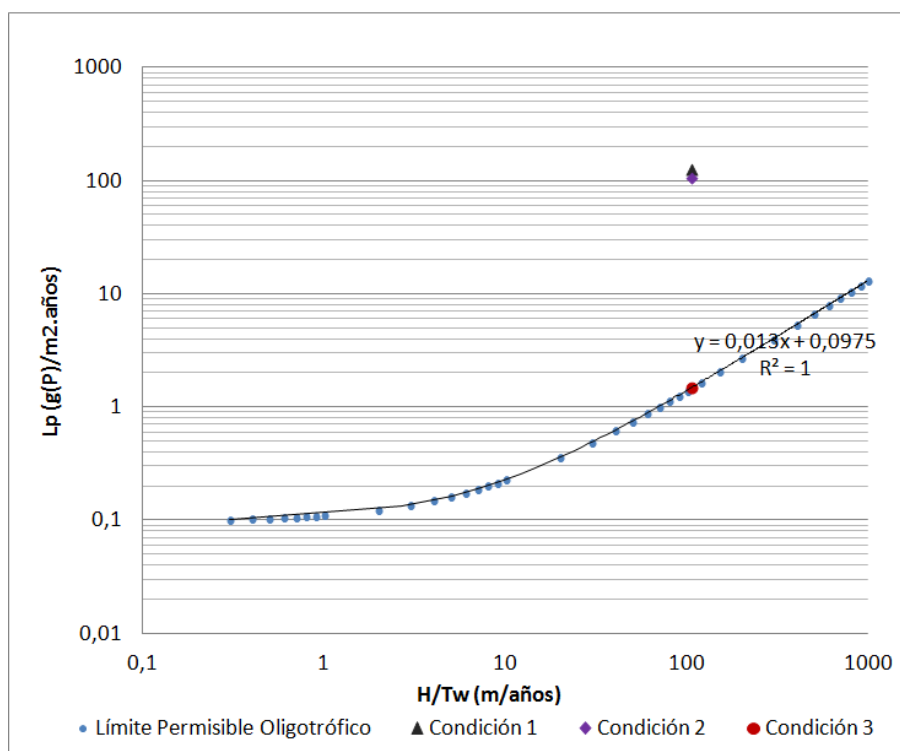


Gráfico 2-21: Modelo de Vollenweider. Variación en carga de Fósforo de entrada

En resumen, el análisis antes efectuado permite justificar la acción de prevención de condiciones eutróficas propiciatorias de eventos críticos de formación de metabolitos de olor y sabor o de cianotoxinas, a partir del control hidráulico generado por introducir un caudal regulado en el tramo superior del curso de aproximadamente 1000 l/s.

La conclusión anterior conduce a la necesidad de ubicar un embalse en cabecera del río Santa Lucía, con capacidad para regular un caudal de aproximadamente 1000 l/s durante un período suficiente de tiempo (aproximadamente 100 días en función de factores de estacionalidad y duración de estiajes). La superficie de cuenca superior a este embalse deberá estar en condiciones protegidas (preferentemente forestal o ganadera extensiva) y ser suficiente para la recarga de dicho embalse. Este cálculo es realizado en el Capítulo 2.6.2.4, luego de reafirmar mediante el método de turbiedad la necesidad de este caudal mínimo.

2.6. Acciones de control asociadas a control de flujos mínimos de caudal de base en río (objetivo prevención de estado eutrófico por acción sobre la turbiedad del agua bruta)

2.6.1. Conceptos generales

Diferentes aspectos de los cursos de agua, como la sedimentación y turbiedad contribuyen significativamente en la población de organismos acuáticos⁶.

La turbiedad es una propiedad visual del agua. Un incremento en la turbiedad implica entre otros aspectos una disminución en la transparencia del agua debido al aumento de partículas en suspensión.

Cambios en la turbiedad pueden producir alteraciones en la cadena alimenticia desde el primer nivel trófico. De manera general, descensos en la producción primaria están asociados a incrementos en la sedimentación y turbiedad.

En los sistemas acuáticos, los sedimentos del fondo son resuspendidos en la columna de agua cuando la tensión de fondo supera la tensión de corte crítica para el inicio del movimiento de las partículas. Una vez resuspendida la partícula, la turbulencia del flujo puede superar la velocidad de sedimentación de las partículas contribuyendo entonces al mantenimiento en suspensión de las mismas⁷.

Por lo tanto, la turbiedad y/o resuspensión de sedimentos pueden afectar aspectos biológicos y geoquímicos de los cursos de agua, por ejemplo cambiando las velocidades de fotosíntesis, la distribución vertical de biomasa, nutrientes y contaminantes.

Las partículas que se encuentran en suspensión en cursos de agua se originan de manera mayoritaria debido a la erosión de suelos, descomposición de minerales y plantas o a la producción primaria de la cadena alimenticia⁸. En ambientes muy productivos, partículas orgánicas originadas en la producción primaria suelen contribuir a un incremento importante de la turbiedad del agua.

El incremento de la concentración de sólidos suspendidos además de resultar en un aumento de la turbiedad puede tener impactos ecológicos ya que cambia la luz disponible así como la profundidad de la zona iluminada para la producción primaria en el ecosistema, lo que puede alterar equilibrios existentes en el ecosistema.

⁶ Effects of Sedimentation and Turbidity on Lotic Food Webs: A Concise Review for Natural Resource Managers W. E. Henley, M. A. Patterson, R. J. Neves, I and A. Dennis Lemly

⁷ Sediment resuspension mechanisms and their contributions to high-turbidity events in a large lake, Reza Valipour,^{1,2*} Leon Boegman,¹ Damien Bouffard,^{1,3} Yerubandi R. Rao²

⁸ Sediment resuspension as a water quality regulator in lakes, Juha Niemistö

De manera general, un sistema acuático rico en nutrientes, con abundancia de luz y temperatura elevada conforma un escenario ideal para la aparición de blooming de algas.

En este capítulo del informe, se evaluarán algunas medidas tendientes a preservar una turbiedad mínima de los cursos de agua. Para ello, se busca identificar un caudal mínimo del curso de agua de manera que se produzca resuspensión de sedimentos en algunas partes de los cursos de agua.

Existen varios estudios que demuestran que la turbiedad y la velocidad en un cuerpo de agua se encuentran relacionadas. Por ejemplo, en el artículo *Sediment resuspension mechanisms and their contributions to high-turbidity events in a large lake* (Reza Valipour, Leon Boegman, 1 Damien Bouffard, Yerubandi R. Rao) se llevó a cabo un estudio en dos cursos de agua donde se observa una correlación importante entre la turbiedad y la velocidad del agua, ver Gráfico 2-22 .

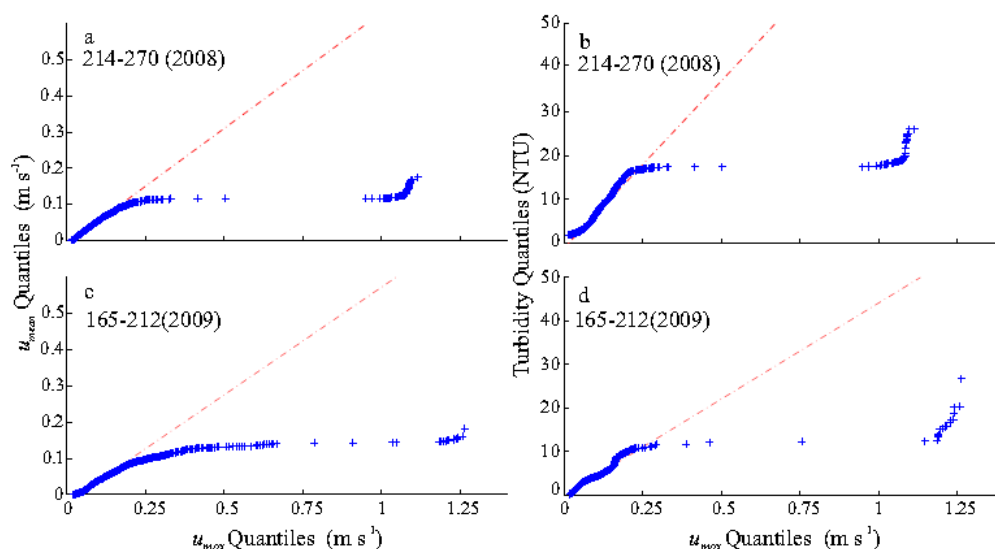


Fig. 7. Normal quantile-quantile plots at Sta. 341. (a, c) mean (u_{mean}) and maximum (u_{max}) currents, (b, d) turbidity and u_{max} . The dashed red line indicates the theoretical quantile from a normal distribution. The periods of quantile-quantile analysis are shown in each panel.

Gráfico 2-22: Relación velocidad - turbiedad (Fuente: Sediment resuspension mechanisms and their contributions to high-turbidity events in a large lake (Reza Valipour, Leon Boegman, 1 Damien Bouffard, Yerubandi R. Rao).

En estos estudios, se observa que los cursos estudiados llegan a su nivel de turbiedad típico cuando la velocidad máxima es del orden de 0,25 m/s (ver Gráfico 2-22, gráficos de la derecha). Se observa que para los cursos de agua analizados en el estudio, la velocidad media que se corresponde con la velocidad máxima de 0,25 m/s es de 0,10-0,15 m/s (ver Gráfico 2-22, gráficos de la izquierda). Se observa que estos resultados responden al estudio de casos específicos.

2.6.2. Aplicación a la cuenca Alta del río Santa Lucía

En la cuenca del Santa Lucía, se identificaron a lo largo del río zonas de remanso o “lagunas” con diversas dimensiones. De manera general, las dimensiones típicas de estas zonas se corresponden con los valores de la Tabla 2-13:

Características zonas de remanso o “lagunas”	
Profundidad (m)	1m a 2m
Ancho del curso (m)	30m a 50m
Longitudes (m)	100m a 2000m

Tabla 2-13: Dimensiones típicas de zonas de remanso o lagunas en la cuenca alta del río Santa Lucía.

En estas zonas y sobretodo en períodos de estiaje, el aumento en la claridad del agua genera un ambiente propicio para la generación de blooming de algas, ya que además de contar con abundancia de nutrientes y alta temperatura se cuenta con una mayor disponibilidad de luz, aumentando además la profundidad de penetración de la zona de luz.

Se plantea en este capítulo estudiar la viabilidad de adoptar alguna medida para mitigar la mayor disponibilidad de luz debido al aumento de la transparencia del agua en períodos de estiaje. Para lograr este objetivo se plantea estudiar la viabilidad de limitar los caudales de estiaje imponiendo un caudal mínimo de circulación por el cauce del río en esta parte de la cuenca.

Este caudal mínimo debería ser tal que produzca resuspensión de sedimentos en al menos algunas secciones del río, lo que luego sería transportado aguas abajo aumentando la turbiedad en el resto del cauce.

Se observa que este efecto va en el mismo sentido que los modelos de calidad de aguas mencionados en este informe en otros capítulos (modelo de Vollenweider), por lo que el aumento del caudal circulante tendría un doble efecto: cambiar el estado trófico y limitar la luz disponible en las zonas de remanso.

Por otro lado se observa que también existe cierto riesgo en aumento de la disponibilidad de nutrientes en el curso de agua, ya que resuspender sedimentos del fondo puede implicar resuspender sedimentos con alto contenido de nutrientes. De todas maneras, la situación típica es que el curso de agua se encuentra ya con abundancia de nutrientes no siendo los mismos los factores limitantes para determinar la aparición de blooming de algas, por lo en primera instancia no se esperan mayores consecuencias de este eventual aumento. Por esta razón se entiende que los resultados esperados aumentando el caudal de circulación en períodos de estiaje respecto al aumento de la turbiedad (disminuyendo en consecuencia la luz disponible) deberían prevalecer sobre eventuales efectos negativos por resuspensión de nutrientes.

2.6.2.1. Estimación del caudal mínimo a mantener en la cuenca alta del río Santa Lucía

A los efectos de estimar este caudal mínimo se realizó un análisis de la serie de caudales de estiaje.

Para ello se determinó, usando la serie de caudales mínimos generada en el Capítulo 2.7.1.2, los caudales medios con permanencia 30 días correspondientes a cada año. De esa manera se obtuvo el caudal mínimo en el punto de cierre de la cuenca alta del río Santa Lucía (aguas arriba de la desembocadura del arroyo Casupá) con permanencia 30 días para cada año considerado en la serie de caudales.

Los resultados obtenidos se muestran en el siguiente gráfico:

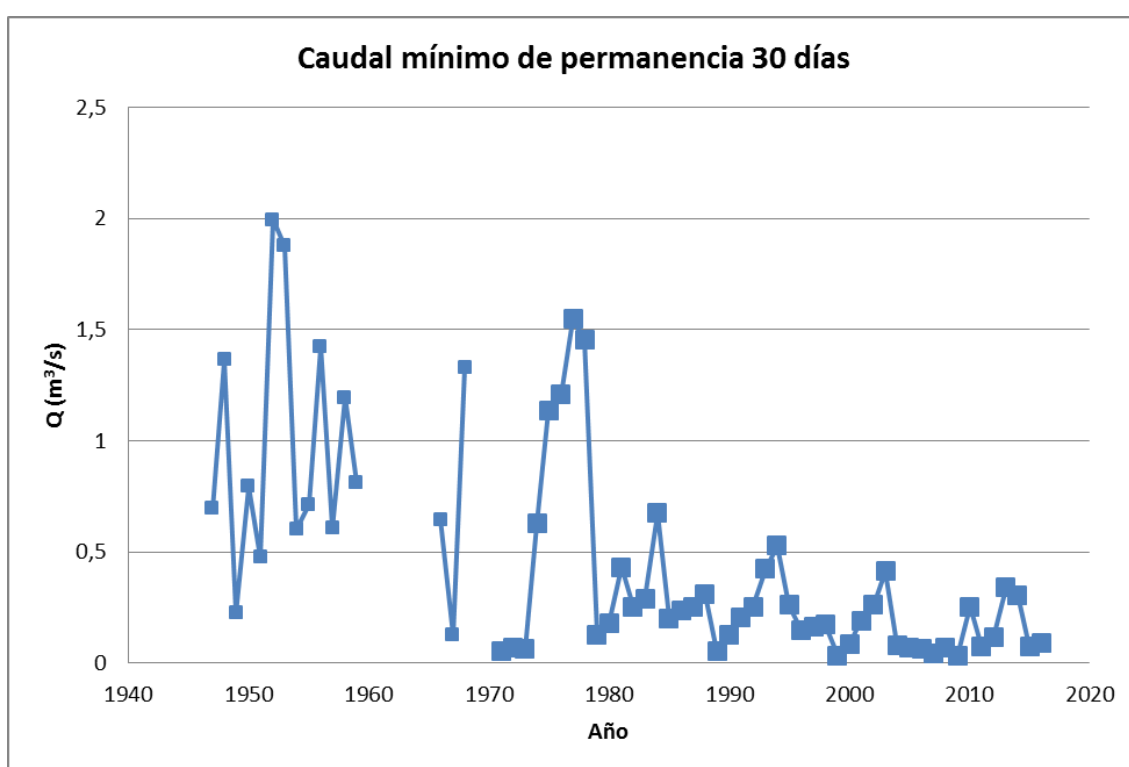


Gráfico 2-23: Caudales mínimos con permanencia 30 días, aguas arriba del arroyo Casupá.

Se realizan las siguientes observaciones:

- El caudal de estiaje con permanencia 30 días es variable en el tiempo, pareciendo a primera vista tener una tendencia decreciente. Esta variación se debe principalmente a las siguientes razones:
 - 1) Al comportamiento diferente en los estiajes entre las estaciones de medición, y su combinación con la hipótesis con que se generó la serie de caudales mínimos, considerando los mínimos de cada día en cada estación.
 - 2) Se observa que en la estación de Paso de los Troncos (Gráfico 2-24), esta variación parece tener una tendencia decreciente en el tiempo (fue observado que es una estación donde se presentan habitualmente los valores mínimos específicos).

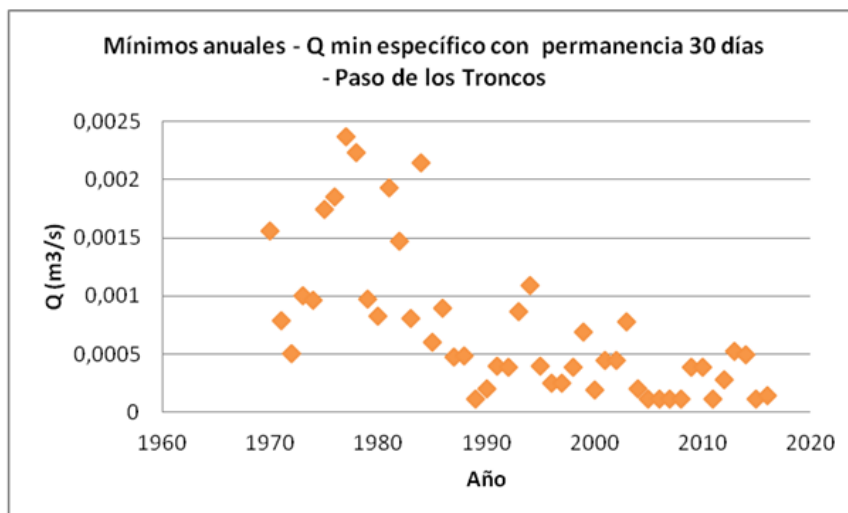


Gráfico 2-24: Caudales mínimos con permanencia de 30 días para estación Paso de los Troncos

- Considerando toda la serie de datos, el caudal de estiaje promedio en los 30 días más secos es de 0,45 m³/s.
- El 85% de los años estudiados, tienen un caudal mínimo promedio inferior a 1 m³/s.

A modo de referencia, el caudal mínimo promedio en este punto para el evento ocurrido en Marzo de 2013 se estimó en 0,25 m³/s.

Tomando en cuenta lo anterior, se propone adoptar como caudal mínimo a mantener en este punto de cierre de la cuenca un caudal de 1 m³/s.

2.6.2.2. *Análisis de valores de turbiedad*

En la cuenca de Santa Lucía, se cuenta con datos medidos de turbiedad en distintas estaciones. Para la cuenca alta, se tienen mediciones de turbiedad en las estaciones de Paso Roldán y Fray Marcos. La cuenca de Paso Roldán es menor que la cuenca de cierre utilizada en este capítulo mientras que la cuenca de Fray Marcos es mayor.

A continuación se presentan los gráficos de Caudal – Turbiedad para los datos obtenidos en escala logarítmica para estas cuencas, indicando en el gráfico los caudales medios con frecuencia 10% y 50%.

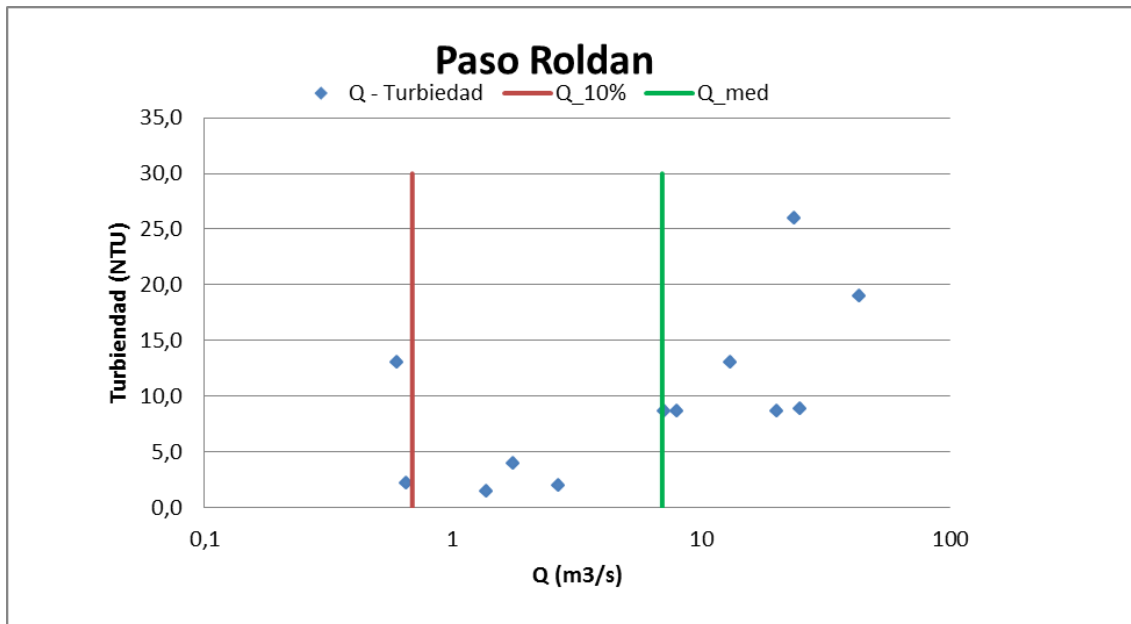


Gráfico 2-25: Caudal - Turbiedad - Paso Roldán.

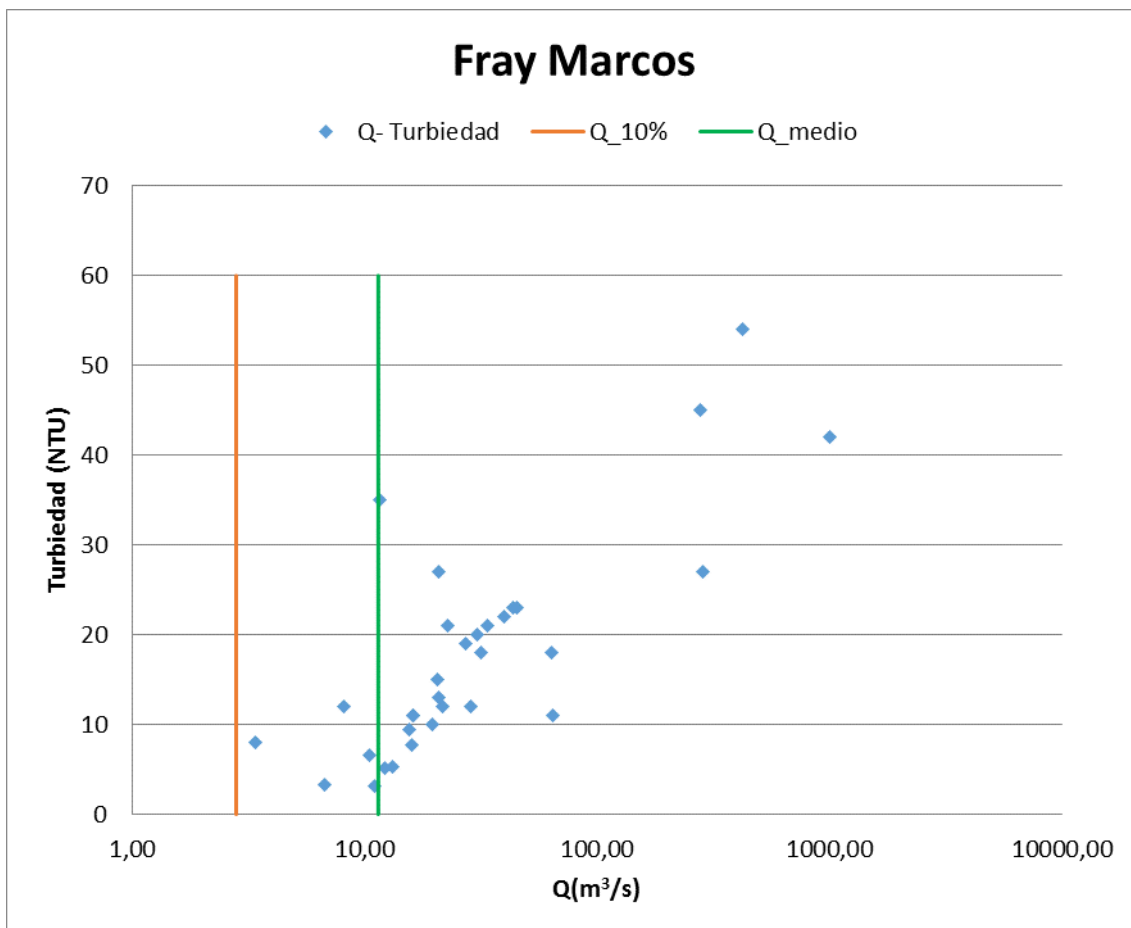


Gráfico 2-26: Caudal - Turbiedad - Fray Marcos.

A continuación, se muestra un gráfico unificado correspondiente a los datos medidos en ambas estaciones. Para ello se unificaron los valores de caudales corrigiendo por la superficie de la cuenca en cada caso e interpolándolos a la superficie de la cuenca en el punto de cierre.

En este gráfico se descartaron algunas medidas, en particular correspondientes a días con caudales elevados.

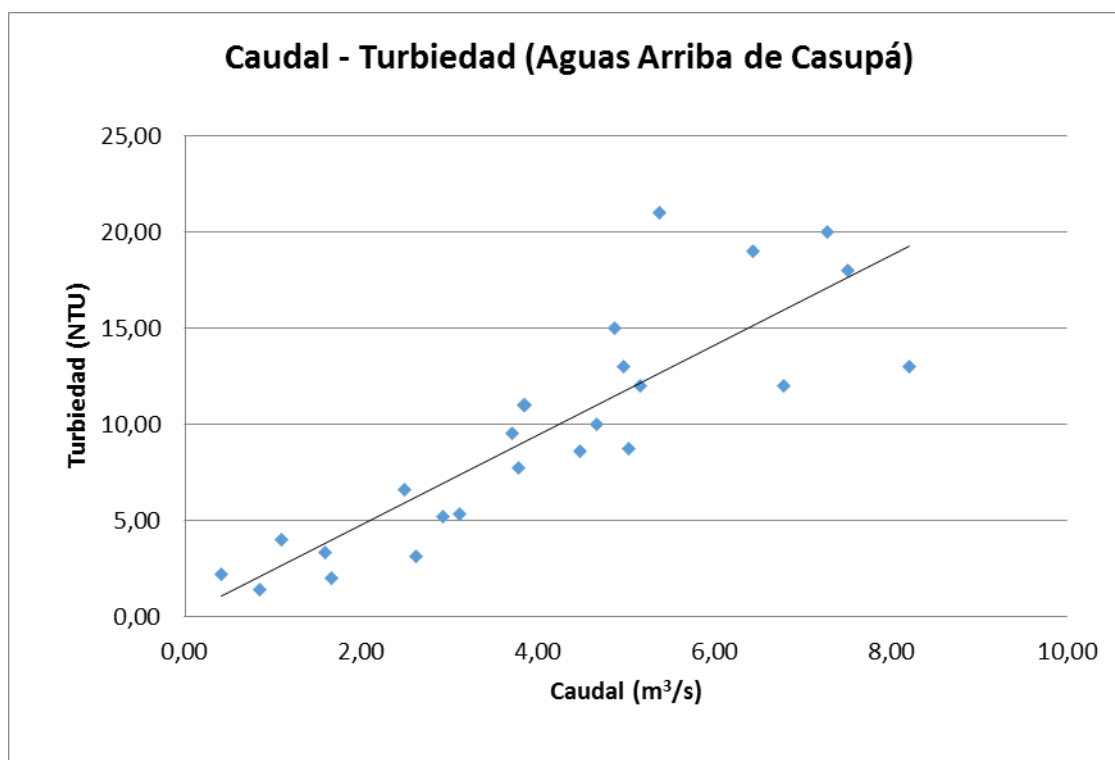


Gráfico 2-27: Caudal - Turbiedad, aguas arriba de Casupá.

Se observa que con el caudal de $1 \text{ m}^3/\text{s}$, la turbiedad típica sería de aproximadamente 2,5 NTU.

2.6.2.3. Posibilidad de generar incrementos puntuales de turbiedad

Utilizando el gráfico anterior, se observa que si se aumenta el caudal de circulación a $2 \text{ m}^3/\text{s}$, la turbiedad correlacionada en el gráfico sería de aproximadamente 5 NTU. Por lo tanto, parecería viable estudiar la pertinencia de adoptar mecanismos del tipo “flushing” para generar eventos puntuales que aumentarían la turbiedad en el curso de agua (por ejemplo, generar un caudal de flushing una vez cada 5 – 7 días por espacio de algunas horas y mantener el caudal base el resto del tiempo, durante los períodos de estiaje).

2.6.2.4. Estimación de la reserva de agua necesaria para realizar estas operaciones

Se analizó la implementación de un embalse en el Arroyo El Campanero (Figura 2-5), ubicado en la cuenca alta del Santa Lucía, con una cuenca de aproximadamente 223 km^2 .

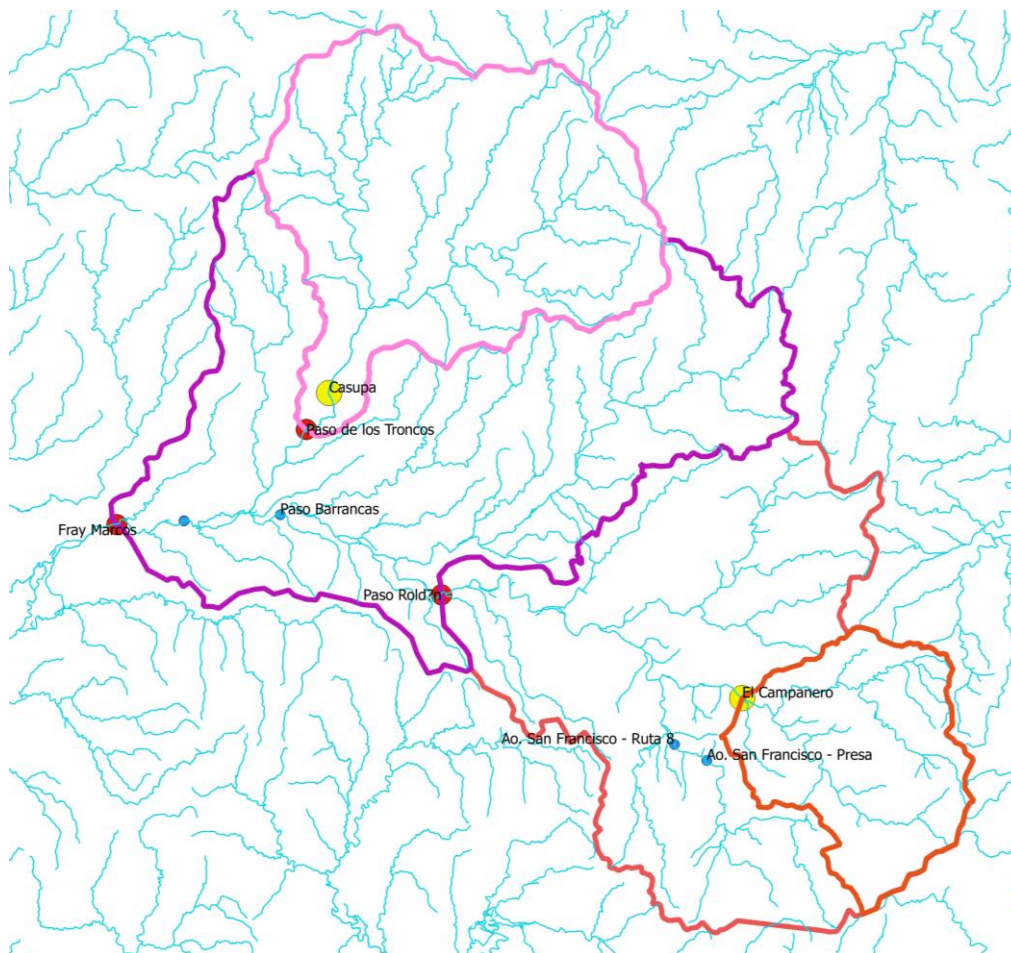


Figura 2-5: Posible ubicación de embalse en subcuenca alta: Arroyo El Campanero

Se realizó el balance con la serie de caudales mínimos diarios (Ver Capítulo 2.7.1: “Generación de la serie de flujos de escurrimientos diarios específicos”), agregando como demanda el caudal necesario para mantener en la sección aguas arriba de Casupá el caudal mínimo de $1\text{m}^3/\text{s}$ establecido en el Capítulo 2.6.2.3, coincidente con el caudal mínimo establecido por el método de Vollenweider en el capítulo 2.5.3.3, incorporando el caudal de flushing, cada 5 días, en los 2 meses más secos, con duración 12 horas.

A partir del balance realizado, se buscó el volumen mínimo que diera una suficiencia del 100%.

Las variaciones del volumen del embalse se muestran en los gráficos a continuación.

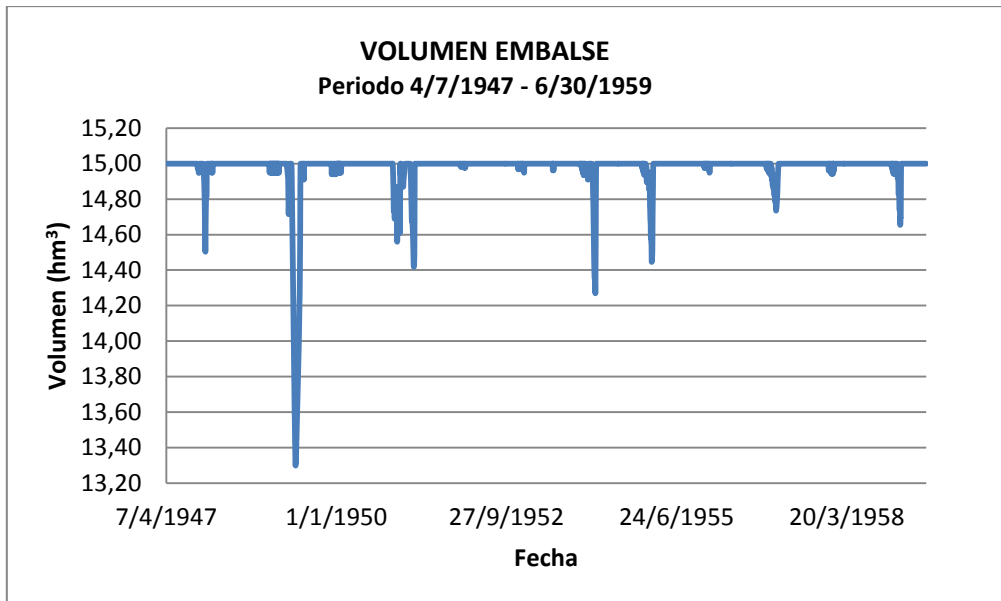


Gráfico 2-28: Variaciones volumen embalse Campero. Período 1947 - 1959

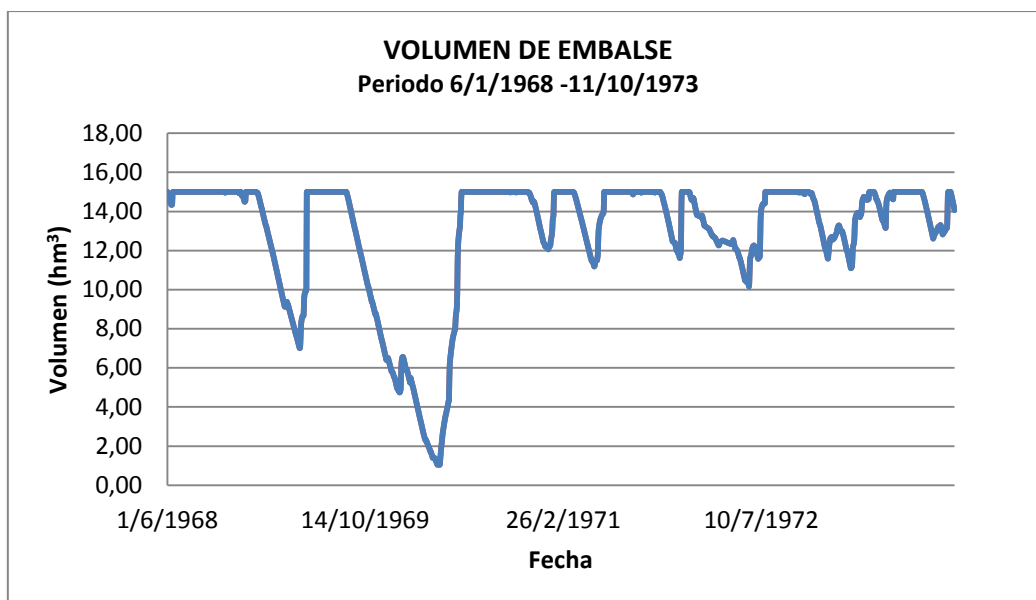


Gráfico 2-29: Variaciones volumen embalse Campero. Período 1968 - 1973

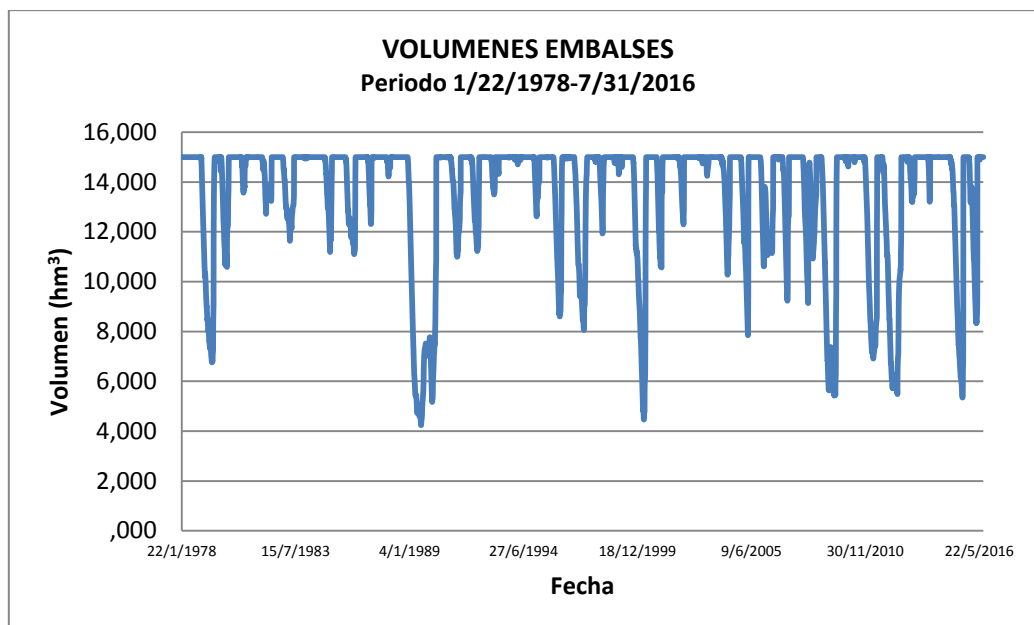


Gráfico 2-30: Variaciones volumen embalse Campero. Período 1978 - 2016

En base a esto se determinó que el volumen de reserva necesario en una eventual presa para realizar el manejo del curso en esta cuenca es de 15 hm³.

Se observa que en caso que se desee evaluar otras alternativas de flushing, se debe rehacer al cálculo anterior.

2.6.2.5. Conclusiones

Los cursos de agua con alta disponibilidad de nutrientes, alta temperatura del agua y gran transparencia presentan un escenario propicio para la aparición de eventos del tipo “blooming de algas”. En los últimos años se observa una disminución de los caudales de estiaje en la cuenca alta del río Santa Lucía.

Se observó en base a datos medidos, que existe una cierta correlación entre caudales y turbiedad, cuando baja el caudal, baja la turbiedad y por lo tanto, aumenta la transparencia.

Se realizó un análisis de la factibilidad de reducir la penetración de la radiación solar en el agua, disponible en el cauce en los momentos de mayor transparencia. Para ello se buscó mantener un caudal base mínimo en los meses con altas temperaturas y mayor luminosidad.

El caudal base que se propone mantener en este tramo de cuenca es de 1 m³/s que se corresponde con una turbiedad típica de 2,5 NTU, consistente con el análisis de Vollenweider, contando con la posibilidad de generar eventos de flushing según se describe en este capítulo.

Para viabilizar las consignas operativas propuestas, se propone construir una represa con capacidad útil de 15 hm³ situada en el Arroyo El Campanero.

2.7. Cantidad de agua en la cuenca de Aguas Corrientes. Verificación de la suficiencia de regulación hídrica para la demanda proyectada

En este capítulo revisar la disponibilidad cuantitativa del recurso de agua para la demanda proyectada en el horizonte de proyecto (2045).

Se parte de identificar la información disponible a partir de la cual se generó una serie de flujos de escurrimiento diarios específicos para la cuenca del río Santa Lucía para el período de datos disponibles (1947 – 2016).

La serie así generada se utilizó como información de base para verificar la suficiencia hídrica de las alternativas analizadas así como la generación de hidrogramas para otros usos realizados en este informe.

Para la serie así generada, se simuló la operación de la planta por el período (1947 – 2016). Se observa que dicho período es superior a 30 años e incluye eventos críticos de estiaje (2008-2009; 1988-1989), con una valoración estadística asociada a los eventos extremos que permita ponderar la frecuencia de los mismos.

2.7.1. Generación de la serie de flujos de escurrimientos diarios específicos

2.7.1.1. *Datos utilizados*

Para realizar este estudio, se utilizaron tres cuencas aforadas en la cuenca alta del río Santa Lucía. A partir de ubicación de la presa de Casupá, se localizaron las estaciones hidrométricas más próximas y se obtuvieron series históricas de caudales para las estaciones de: Paso Roldán, Paso de los Troncos, y Fray Marcos (Figura 2-6).



Figura 2-6: Estaciones hidrométricas y cuencas asociadas.

Se obtuvieron series de datos de caudales con frecuencia diaria para las tres estaciones mencionadas. En la Tabla 2-14 se muestran los períodos de datos obtenidos, para las tres estaciones.

Estación	Inicio	Fin
44.0 Fray Marcos	7/4/1947	2/6/2016
117.0 Paso Roldán	1/1/1979	19/7/2016
119.0 Paso de los Troncos	13/5/1970	31/7/2016

Tabla 2-14: Período de datos - Estaciones hidrométricas.

Se observa que existen algunos períodos intermedios en los cuales no se cuenta con información registrada.

La información bruta recibida fue procesada para eliminar ruidos y errores de medición, obteniéndose los gráficos que se muestran a continuación.

En Gráfico 2-31 a Gráfico 2-33 se muestran las series de caudales mínimos obtenidos.

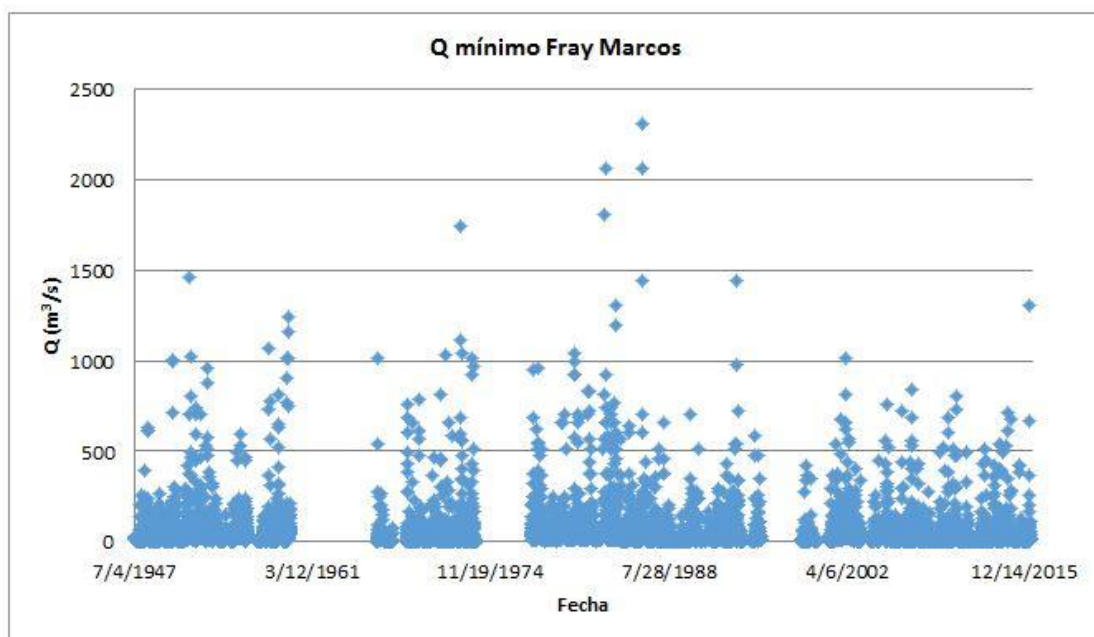


Gráfico 2-31: Serie de caudales mínimos medidos en Fray Marcos.

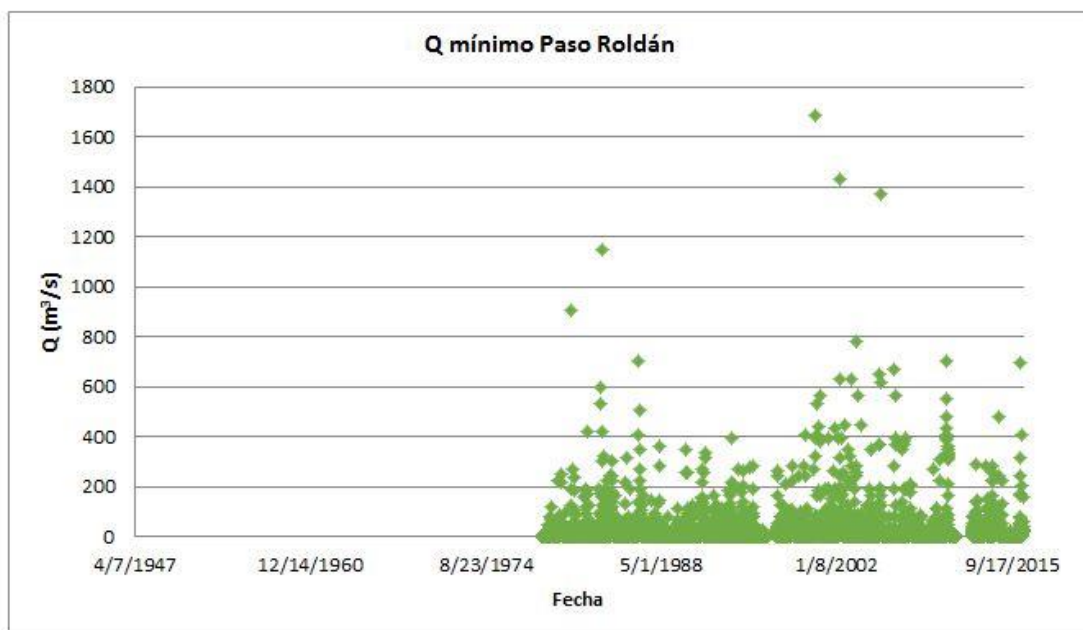


Gráfico 2-32: Serie de caudales mínimos medidos en Paso Roldán.

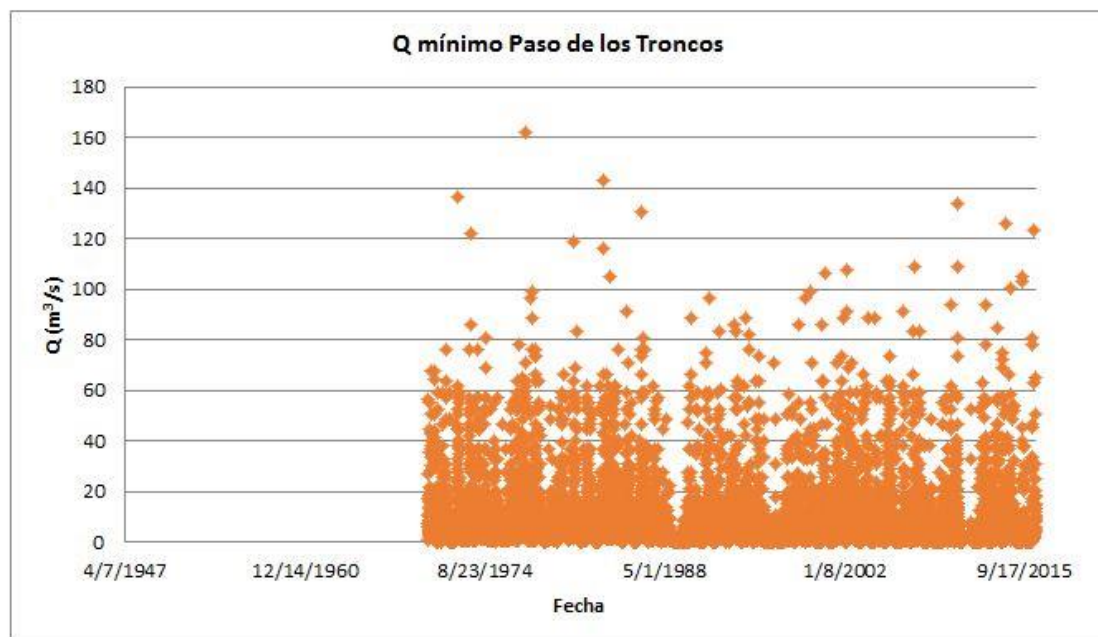


Gráfico 2-33: Serie de caudales mínimos en Paso de los Troncos.

Se trazaron las cuencas de aporte a estas estaciones (Figura 2-6), y se determinó el área de cada una, las cuales se muestran en Tabla 2-15.

Estación	Área de Cuenca (km ²)
44.0 Fray Marcos	2750
117.0 Paso Roldán	1035
119.0 Paso de los Troncos	638

Tabla 2-15: Áreas de cuenca de aporte a estaciones hidrométricas.

Para cada estación, a partir de las series de datos medidos, se determinaron los caudales específicos (caudales por kilómetro cuadrado) mínimos, medios y máximos para cada día registrado.

2.7.1.2. Comparación de resultados obtenidos (caudales específicos por cuenca)

Los datos obtenidos fueron analizados estadísticamente para verificar su coherencia.

Análisis de frecuencia

Se realizaron las curvas de frecuencia de caudales para cada estación y se compararon en un único gráfico. Todos los gráficos se muestran a continuación.

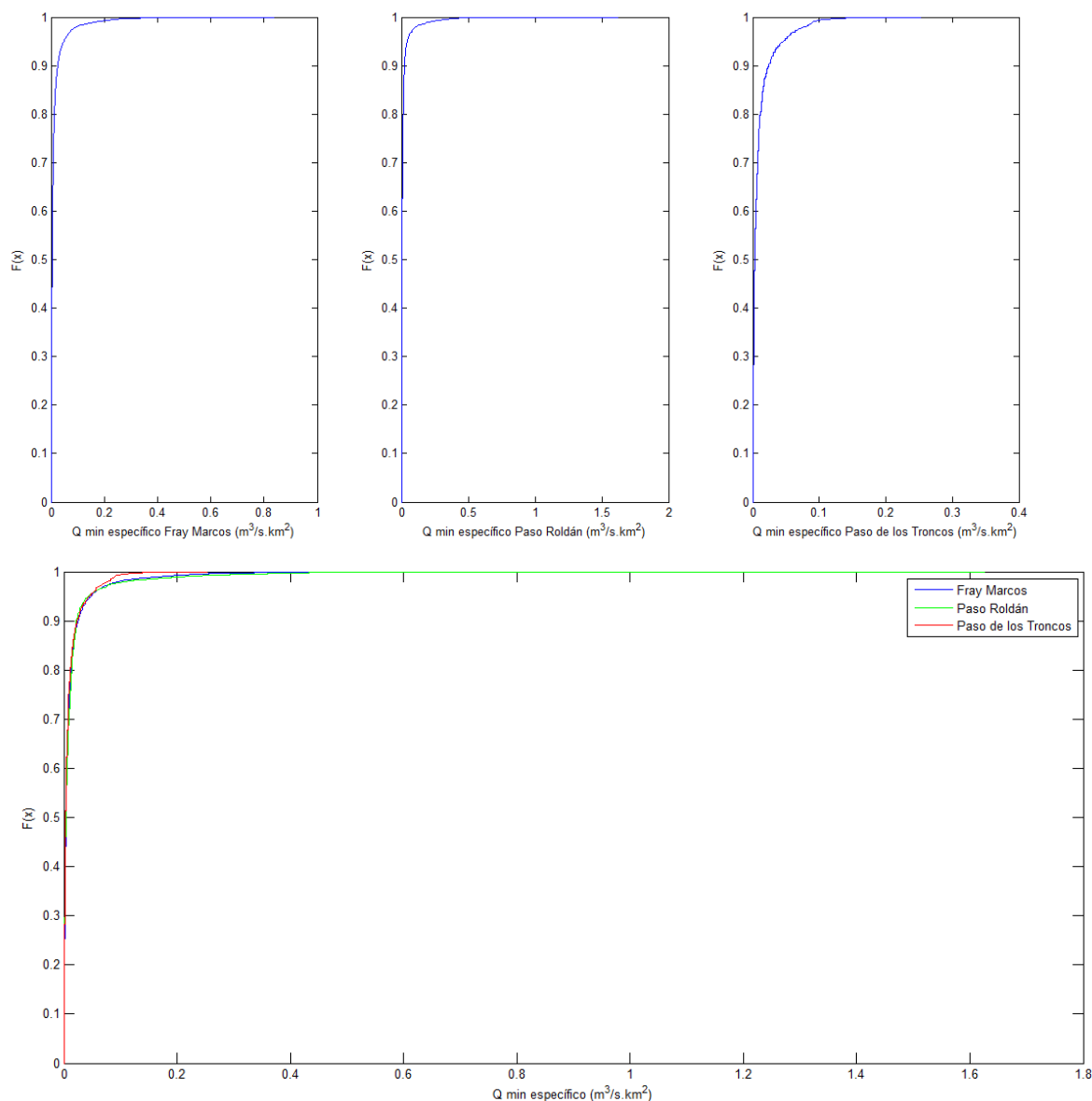


Gráfico 2-34: Frecuencia - series de caudales mínimos específicos.

Se observa que el comportamiento de las series estudiadas es similar.

A continuación se muestran los principales parámetros estadísticos de las series obtenidas, graficadas utilizando el esquema de diagramas de caja (boxplots).

Se observa que el comportamiento estadístico de las series es similar. En la Tabla 2-16 se recogen algunos parámetros estadísticos relevantes.

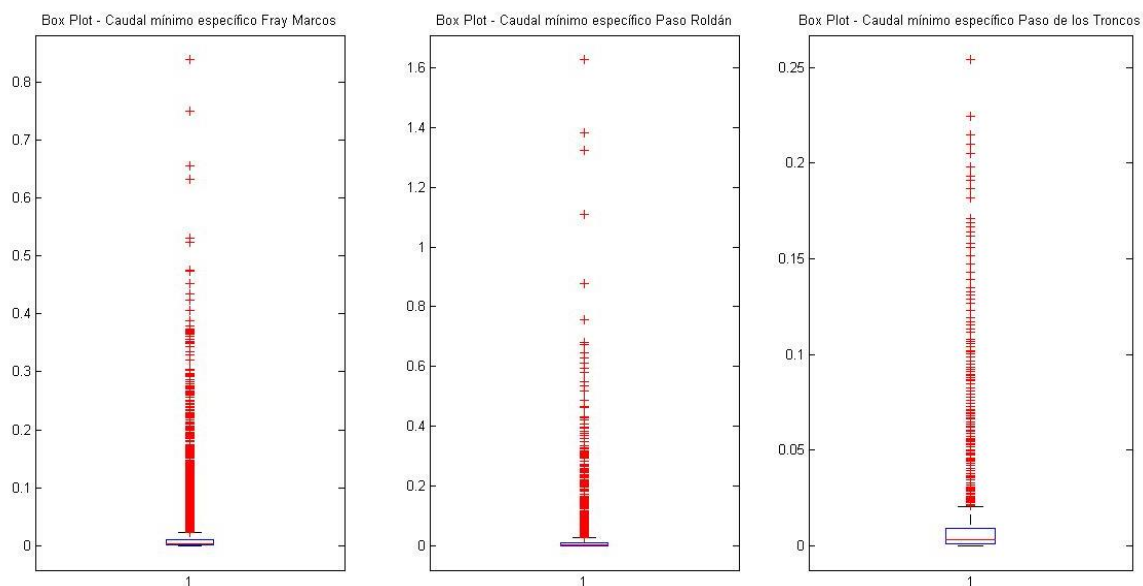


Gráfico 2-35: Diagramas de Caja (Box Plots) correspondiente a las series de caudales mínimos específicos para Fray Marcos, Paso Roldán y Paso de los troncos.

	Q min esp (m ³ /s/km ²)		
	Fray Marcos	Paso Roldán	Paso de los Troncos
Percentil 25	0,0017	0,0013	0,0013
Percentil 75	0,0101	0,0115	0,0092
Mediana	0,00420	0,00400	0,00330
Promedio	0,01252	0,01386	0,00970
Mínimo	3,60E-06	1,08E-05	1,14E-04

Tabla 2-16: Valores estadísticos - Series de caudales mínimos específicos.

Como se puede observar, los valores promedios, y porcentuales son similares. De manera general se observa que la estación Paso de los Troncos, próxima a Casupá, presenta valores de caudales específicos menores a las demás.

Se observa que las diferencias en los valores aumentan cuando se analizan valores extremos. Se tiene una diferencia importante para los caudales máximos correspondientes a crecidas, y mínimos, correspondientes a estiajes. A modo de ejemplo, el caudal mínimo registrado en la serie de Fray Marcos resulta dos órdenes menor que el registrado en Paso de los Troncos.

Estudio de caudales de estiaje (mínimos promedios de 30 días de permanencia)

Por otra parte, se estudiaron los caudales mínimos con permanencia de 30 días, tanto para cada una de las series como para la serie de mínimos generada.

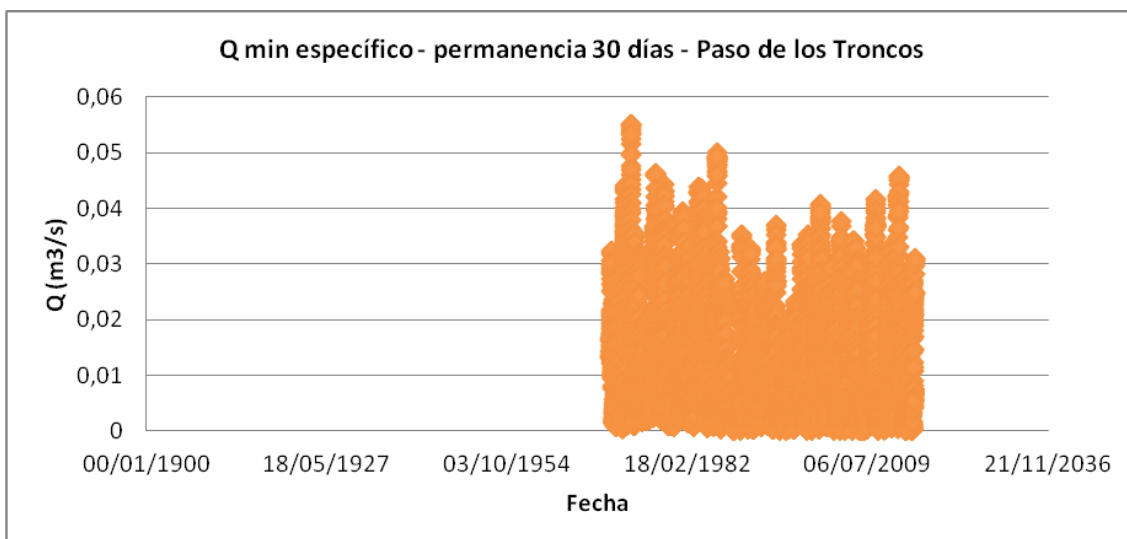


Gráfico 2-36: Serie de caudales mínimos específicos con permanencia 30 días - Paso de los Troncos.

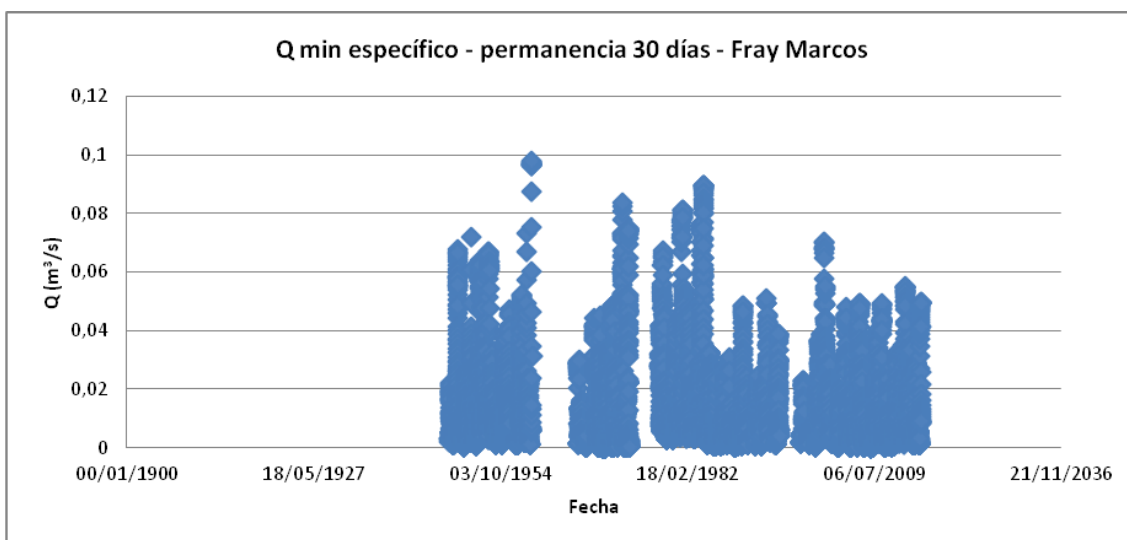


Gráfico 2-37: de caudales mínimos específicos con permanencia 30 días - Fray Marcos.

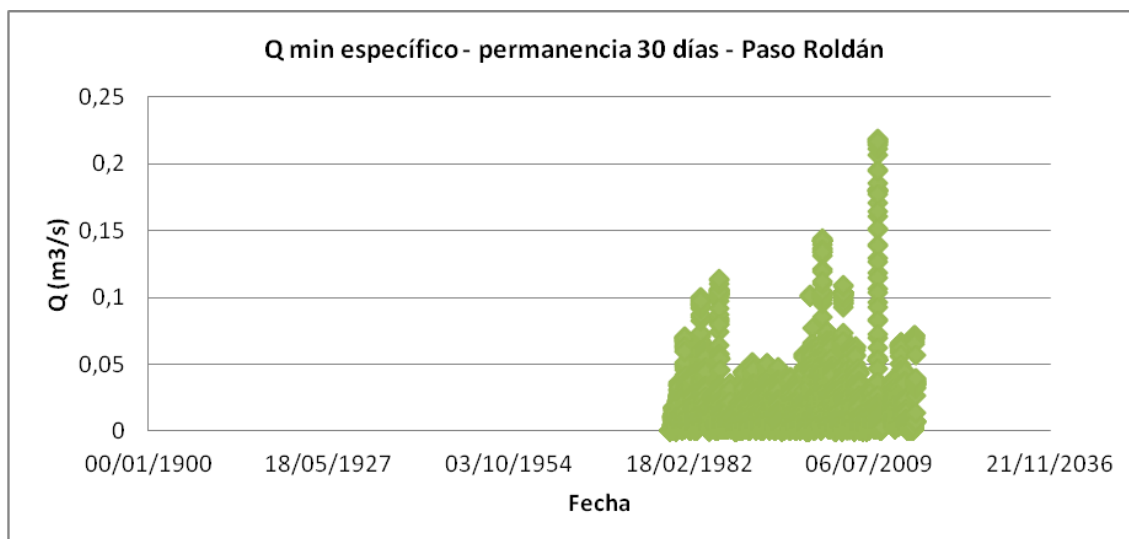


Gráfico 2-38: de caudales mínimos específicos con permanencia 30 días - Paso Roldán.

La serie de caudales de estiaje con 30 días de permanencia utilizada resulta de considerar los mínimos de las 3 series.

Las frecuencias obtenidas para las series estudiadas en este caso son las siguientes:

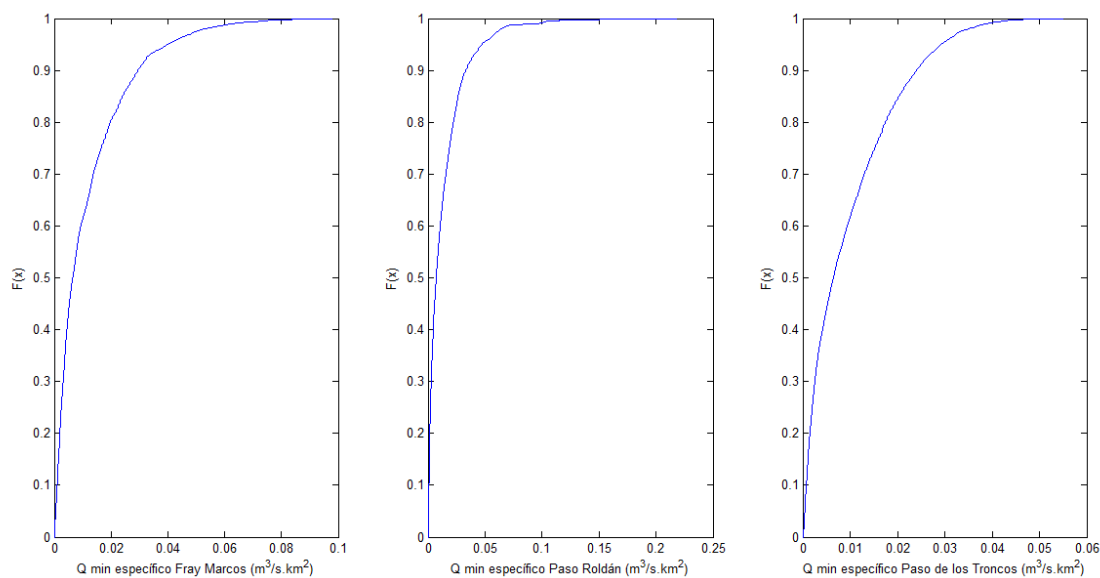


Gráfico 2-39: Frecuencias - de caudales mínimos específicos con permanencia 30 días -.

Se realizaron los Diagramas de caja (Box Plots), que se muestran en Gráfico 2-40. En la Tabla 2-17 se resumen algunos valores de cada serie.

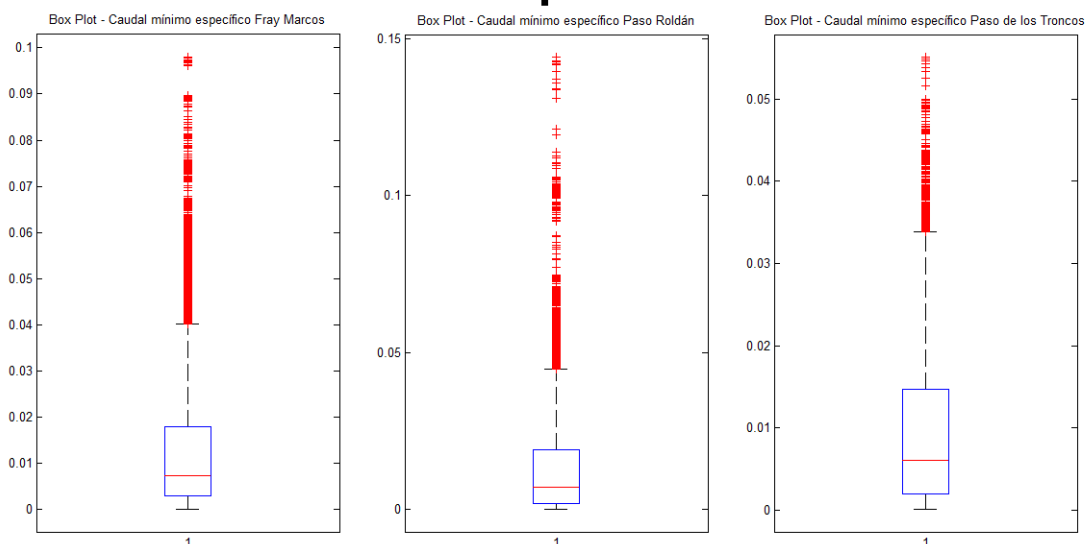


Gráfico 2-40: Diagramas de Caja (Box Plots) para el caudal mínimo anual con permanencia 30 días para cada estación.

	Q min esp con perm 30 días (m ³ /s/km ²)		
	Fray Marcos	Paso Roldán	Paso de los Troncos
Percentil 25	0.0029	0.002	0.0178
Percentil 75	0.0178	0.0191	0.0141
Mediana	0.00730	0.00710	0.00610
Promedio	0.01270	0.01350	0.00960
Mínimo	2.20E-05	5.30E-05	1.14E-04

Tabla 2-17: Valores estadísticos - Series de caudales mínimos específicos permanencia 30 días.

En este caso se observa que estadísticamente las series son similares, pero al igual que en el caso anterior, muestran una diferencia en cuanto a caudales de crecidas y de estiaje.

Se analizó el comportamiento de los caudales de estiaje, para evaluar si existe alguna tendencia del mismo a lo largo de los años del caudal de estiaje, se realizó una serie de mínimos anuales de las series de caudales de estiaje (caudales mínimos con permanencia 30 días). Las series se muestran en Gráfico 2-41 a Gráfico 2-43.

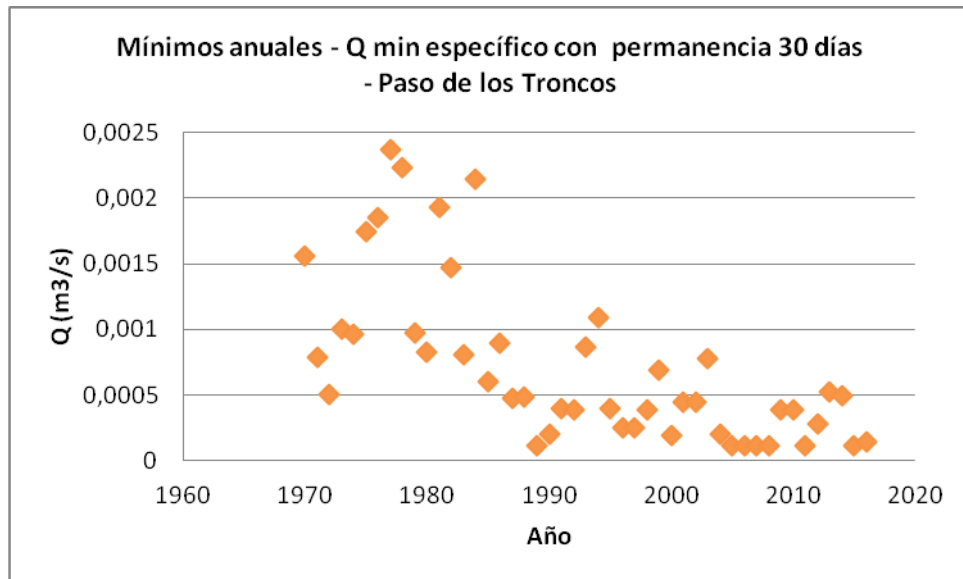


Gráfico 2-41: Caudales de estiaje - Paso de los Troncos.

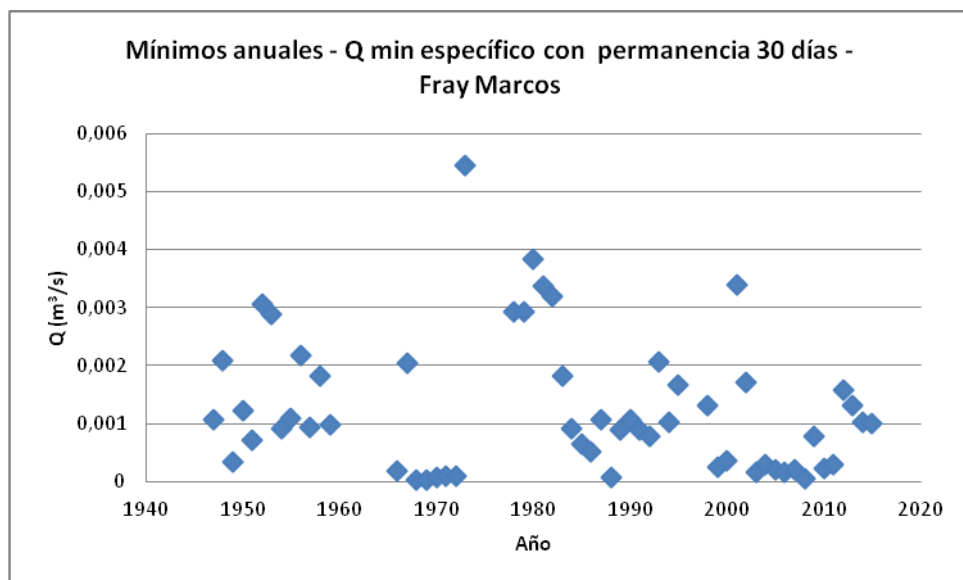


Gráfico 2-42: Caudales de estiaje - Fray Marcos.

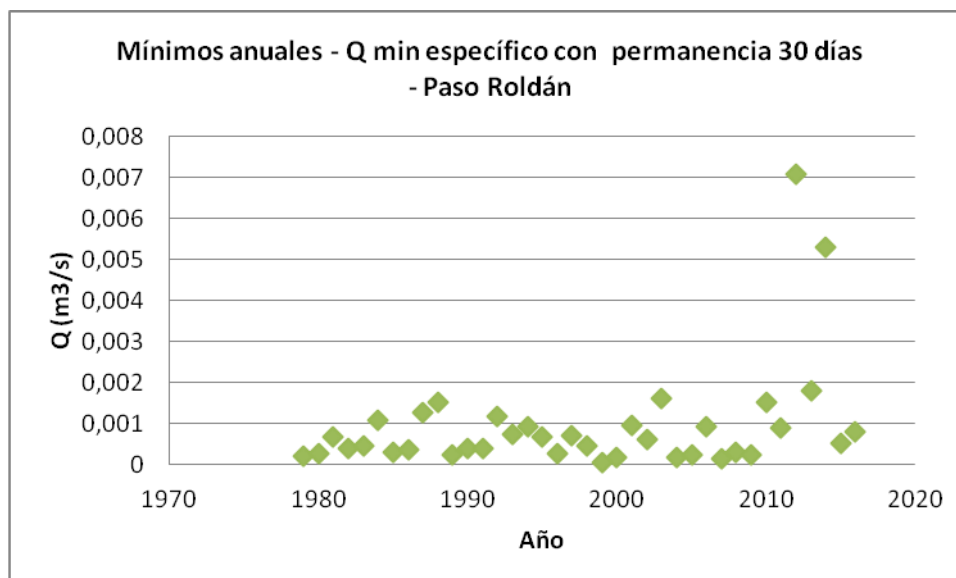


Gráfico 2-43: Caudales de estiaje - Paso Roldán.

Si se observan los gráficos, se tiene que en la estación de Paso de los Troncos, el caudal de estiaje presenta un comportamiento decreciente con los años, no teniendo un marcado comportamiento en las otras estaciones.

Considerando que las estaciones estudiadas se encuentran en la cuenca alta del río Santa Lucía, se observa que se debe prestar especial atención al agua no solo en calidad, sino también en cantidad, justificándose la necesidad de construir una presa de regulación que busque preservar la calidad del agua en esta zona de la cuenca.

2.7.1.3. Generación de una serie única de caudales específicos

Como el objetivo del informe es realizar un análisis de la disponibilidad de agua en la cuenca del lado de la seguridad, se generó una serie única de caudales específicos tomando como caudal medio de cada fecha el mínimo caudal específico registrado en alguna estación en la misma fecha. De esta forma, la serie así generada es la más exigente posible en lo que referente a disponibilidad de agua (conforma la serie envolvente de los valores mínimos medidos).

Con este criterio, se generó esta serie de caudales para todo el período de datos (7/4/1947 – 31/7/2016), que se muestra en el Gráfico 2-44.

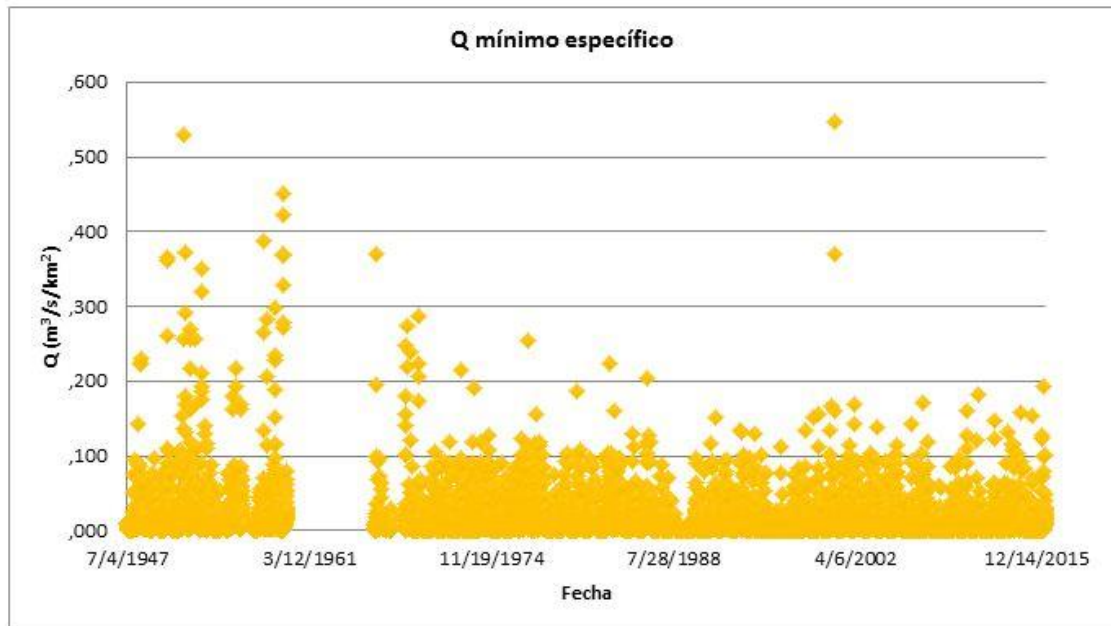


Gráfico 2-44: Serie de caudales mínimos específicos a partir de series de caudales mínimos medidos.

Se observa nuevamente que esta serie generada es muy restrictiva en disponibilidad de agua, considerando los mínimos posibles relevados para cada día lo que representa que en algunos casos extremos, se tiene una diferencia de hasta dos órdenes (como se pudo ver en el apartado 2.7.1.2).

2.7.1.4. Resultados del análisis de la serie única de datos específicos

Se estudió la curva de frecuencia de los caudales, que se muestra en el Gráfico 2-45.

Se observa que el caudal mínimo específico para un período de retorno de 10 años, es de 0,005 l/s/km².

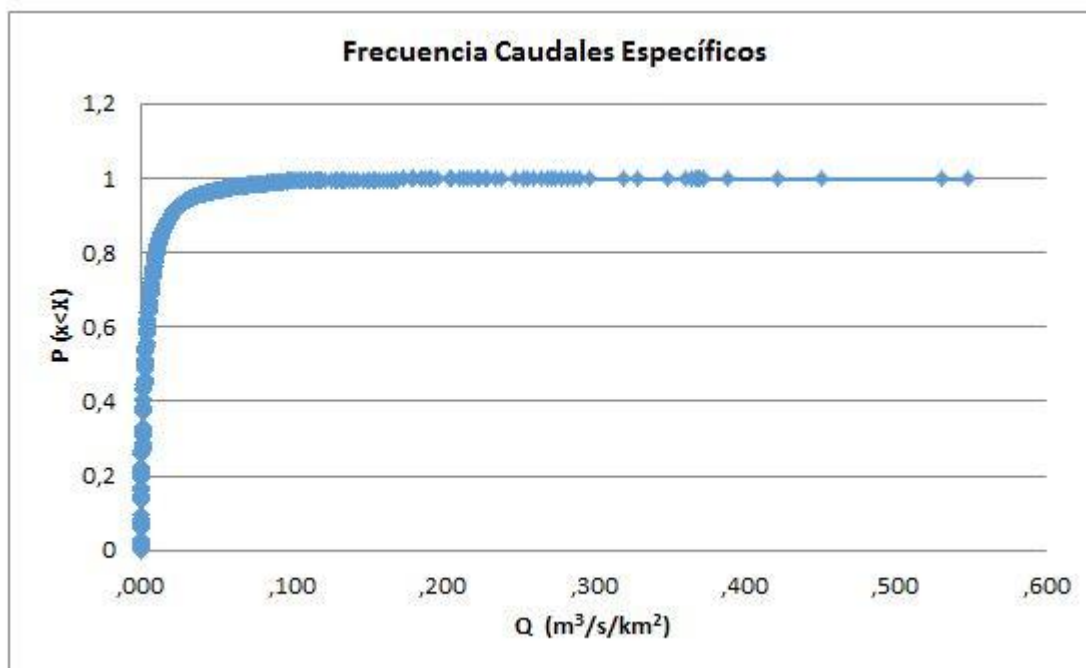


Gráfico 2-45: Frecuencia - Caudales mínimos específicos.

A su vez, se estudió la frecuencia de caudales con permanencia de 30 días. Se obtuvo que el caudal mínimo de permanencia 30 días asociado a un período de retorno de 10 años es de 0,07 l/s/km².

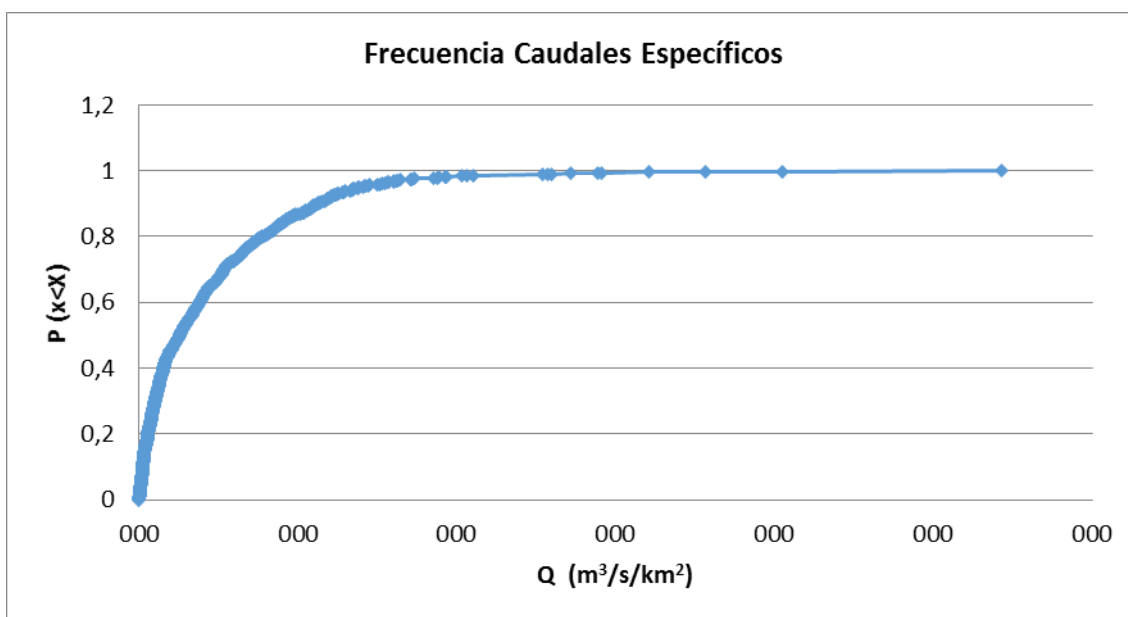


Gráfico 2-46: Frecuencia – Caudales mínimos específicos con permanencia 30 días.

2.7.2. Balance hídrico

A partir de los datos obtenidos, teniendo en cuenta los períodos de datos faltantes, se tomaron para el estudio tres series de datos. Los períodos dados por las series estudiadas se muestran en la Tabla 2-18.

Serie	Inicio	Fin
SERIE 1	7/4/1947	30/6/1959
SERIE 2	1/6/1968	10/11/1973
SERIE 3	22/1/1978	31/7/2016

Tabla 2-18: Series de datos considerados.

Se realizó un balance, incluyendo la represa de Casupá y de Paso Severino, ambas aportando caudal para asegurar los 15 m³/s en Aguas Corrientes establecidos en el informe de Aguasur (2013), para cubrir la demanda al año de previsión. Se consideraron pérdidas de evaporación del lago, y pérdidas por infiltración de la presa. Para las pérdidas por evaporación, se consideró la evaporación media mensual medida con Tanque A de la estación Prado. Para la infiltración se consideró una pérdida de 200 m³/m/año.

En el balance se consideraron dos extracciones, una dada por un caudal mínimo que asegure la calidad/turbiedad de los cursos de agua, agua aguas abajo de las presas, y otra dada por el caudal de demanda para consumo necesario para la planta de Aguas Corrientes (15 m³/s). Se consideró el caudal mínimo necesario para asegurar la calidad del agua queda incluido dentro del caudal de consumo, es decir, si el caudal requerido por consumo es mayor que el caudal requerido por razones de calidad, no será necesario extraer un volumen mayor que el correspondiente al consumo.

Para el consumo se consideró la estacionalidad de la demanda de consumo que se tuvo en el año 2016, y el caudal de demanda máximo proyectado para el año 2045, que resulta un 10% superior a la demanda establecida por AGUASUR, dado que se consideran las pérdidas en la planta. Se obtuvo la curva de demanda mostrada en Gráfico 2-47 y Tabla 2-19.

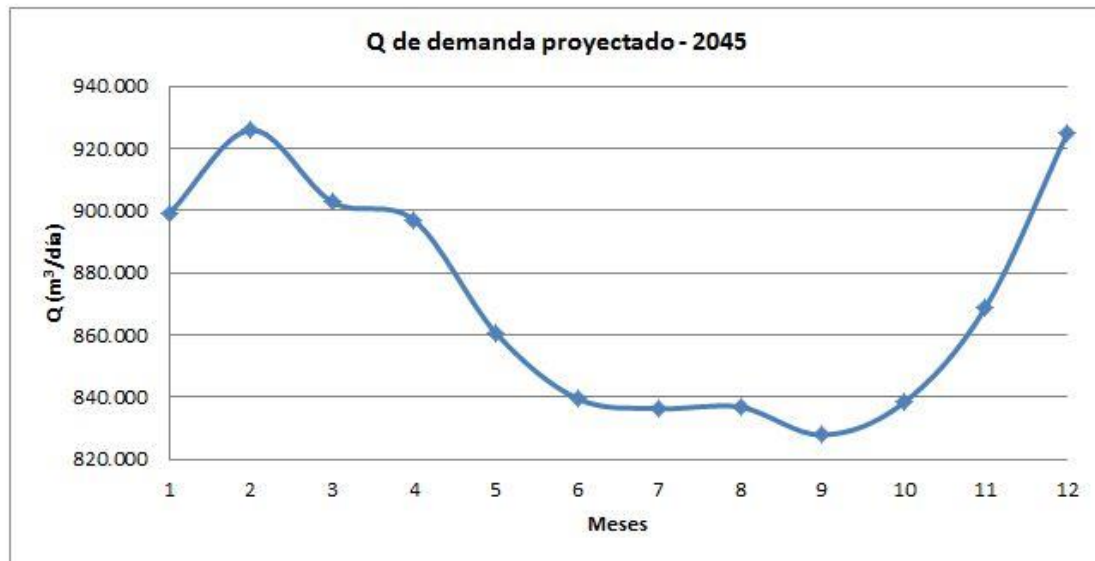


Gráfico 2-47: Estacionalidad de demanda de consumo - año 2045.

Mes	Q consumo-2045 (m³/día)
Enero	899.108
Febrero	926.000
Marzo	902.827
Abril	896.965
Mayo	860.771
Junio	839.636
Julio	836.424
Agosto	836.871
Setiembre	827.962
Octubre	838.401
Noviembre	869.008
Diciembre	925.101

Tabla 2-19: Demanda de consumo - año 2045.

Para el caso de asegurar la calidad de los cursos de agua, fue considerado un caudal mínimo de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ según lo determinado en los capítulos 2.6.2.3 y 2.5.3.3.

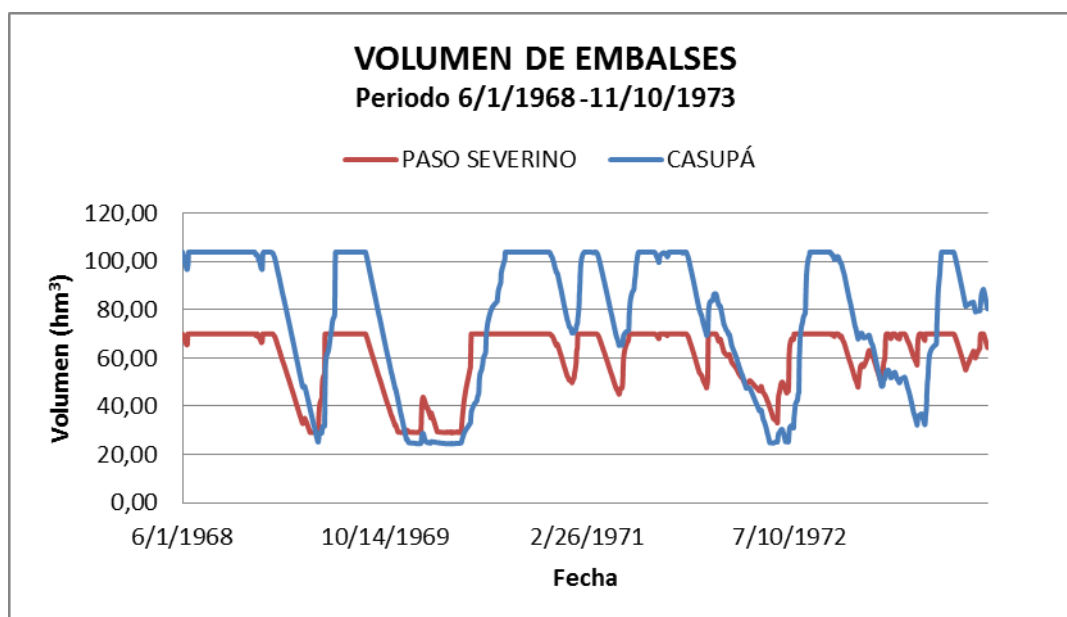
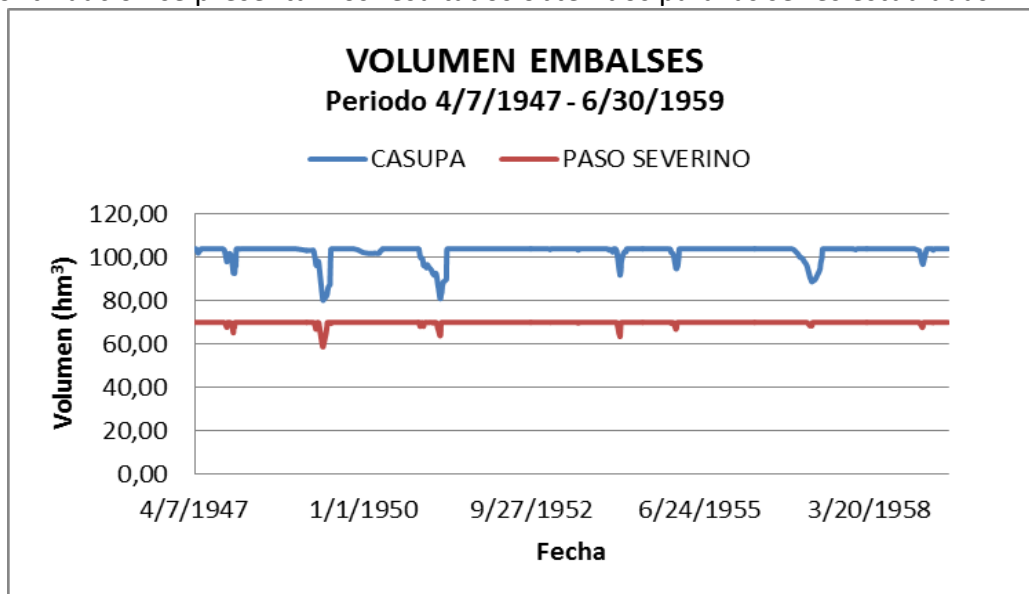
Para verificar la seguridad mínima planteada en el Estudio de Aguasur (2013), se estableció un volumen útil mínimo en cada embalse de $20,98 \text{ hm}^3$, que de acuerdo a los estudios presentados se corresponde a 30 días de abastecimiento. Considerando los volúmenes no disponibles, y de sedimentos, se establecieron los volúmenes mínimos mostrados en Tabla 2-20. Las extracciones para satisfacer la demanda, se realizaron siempre en cuando el volumen en el embalse fuera mayor al volumen mínimo.

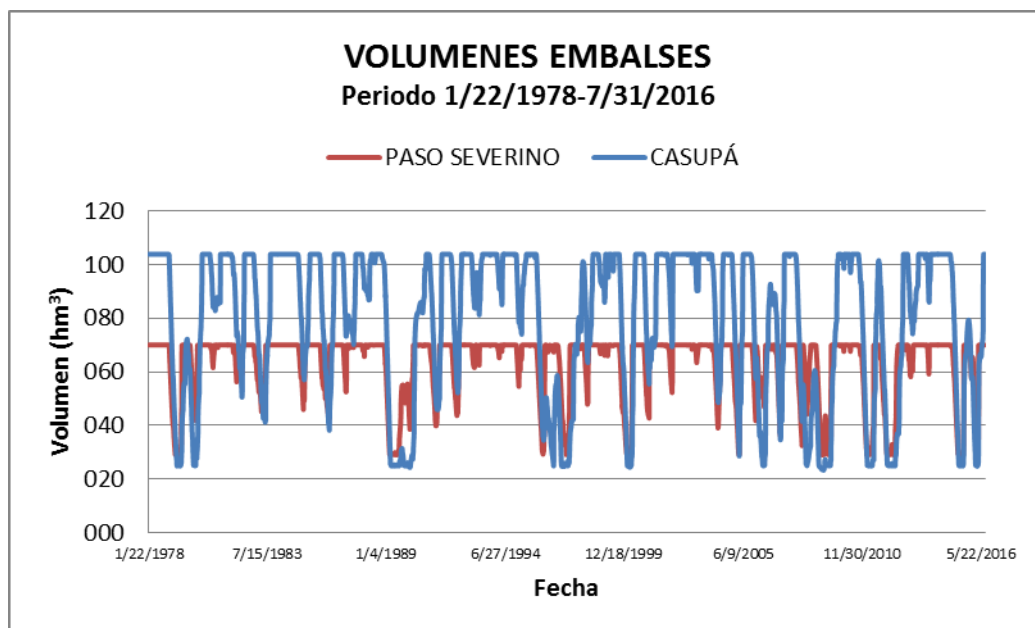
Embalse	V mínimo (hm^3)
Casupá	24,9
Paso Severino	29,1

Tabla 2-20: Volúmenes mínimos por seguridad.

2.7.2.1. Resultados del balance hídrico

A continuación se presentan los resultados obtenidos para las series estudiadas.





Los niveles de seguridad obtenidos para garantizar el caudal mínimo establecido en Aguas Corrientes, utilizando la serie de caudales específicos generada en este informe, es en todos los casos del 100%.

2.7.3. Análisis de trabajos previos donde se verificó la disponibilidad de agua de la alternativa analizada

Se han realizado previamente varios trabajos para verificar la disponibilidad de agua de la alternativa analizada. De manera complementaria al estudio realizado, se analizaron los resultados de dos de dichos estudios, uno realizado por la empresa AGUASAR (2013) y otro realizado por la empresa TYPASA (2016-2017).

En estos trabajos se evaluaron las reservas de agua para Aguas Corrientes, existentes y proyectadas en la cuenca del río Santa Lucía.

Actualmente, la represa de Paso Severino y Canelón Grande son las reservas utilizadas como soporte para Aguas Corrientes. En etapa de proyecto, se está diseñando la represa de Casupá proyectada para el mismo fin.

En el estudio: “Selección de la alternativa para el aseguramiento del abastecimiento de Agua potable al Sistema Metropolitano” (AGUASUR, 2013), se evaluaron distintas alternativas para asegurar el abastecimiento de agua potable en el Sistema Metropolitano, con la demanda futura fijando como año horizonte 2045. En este estudio, se incluye la represa de Casupá como alternativa de almacenamiento. Por otra parte, el “Estudio Geológico Geotécnico y Avance del Proyecto Básico” de la Repesa sobre el Arroyo Casupá (Grupo TYPASA, 2016) presenta un estudio detallado sobre la represa de Casupá, a ser construida.

En este capítulo se resumen las consideraciones realizadas en ambos informes mencionados, respecto a la suficiencia de agua para Aguas Corrientes, con previsión en el año 2045.

2.7.3.1. Estudio AGUASUR

En este estudio, se evalúan distintas alternativas con el objetivo de:

- Garantizar el suministro de agua para la demanda futura.
- Satisfacer la demanda de agua al 100% de las necesidades aún en el supuesto de disfunción grave del sistema actual de abastecimiento, por un período mínimo de 60 días en cualquier circunstancia y época del año.
- Preservar la calidad del agua bruta mediante la aportación de caudales regulados en la cabecera de las cuencas y la implementación de monitoreos de parámetros de cantidad y calidad en tiempo real.

Proyecciones año 2045

El estudio de Aguasur (2013) fija como año horizonte el 2045 para establecer las demandas futuras. Las consideraciones establecidas para definir la demanda se resumen a continuación.

Población:

- Población Sistema Metropolitano año 2011: 1.714.173 habitantes
- Población Sistema Metropolitano año 2045: 1.827.435 habitantes

Demanda:

- Demanda media año 2012: 604.852 m³/día
- Demanda media año 2045: 758.000 m³/día
- Volúmenes captados desde las fuentes: 10% superiores a la demanda
- Detracción en fuentes de agua: 833.800 m³/día
- Caudal continuo equivalente: 9,65 m³/s
- Por redondeo: 10 m³/s

Solución presentada

El Estudio Aguasur (2013) concluyó que la alternativa más adecuada es la denominada Alternativa 1.1., que incluía las siguientes obras:

- Obras de línea de base
- De incorporación de recursos: Presa de Arroyo Casupá de 100 hm³ y presa de Arroyo El Soldado de 27 hm³
- De refuerzo: acondicionamiento Presa Canelón Grande de 20 hm³
- Otras: Desvío e Arroyo Canelón y monitorización de calidad de aguas brutas en tiempo real
- Obras a largo plazo: ampliación de bombeo de alta y nueva línea de aducción

De acuerdo al informe, la decisión de aportar desde el sistema de embalses de cabecera de Casupá y/o El Soldado será determinada por el responsable del manejo de los recursos hidráulicos (operador de AACC), siendo uno de los lugares de control

críticos Fray Marcos, donde se deben asegurar, de acuerdo al informe, un caudal mínimo de $3\text{m}^3/\text{s}$. Por otra parte, las represas de Casupá y El Soldado aportarán también cuando los caudales en el curso bajo del río Santa Lucía no sean suficientes para disponer el óptimo de calidad, cuando se tengan caudales por debajo de los $15\text{m}^3/\text{s}$ en Aguas Corrientes.

2.7.3.2. Trabajos realizados por el grupo TYP SA.

El Grupo TYP SA ha llevado a cabo los servicios de consultoría para elaborar el proyecto de la Presa del Arroyo Casupá. En el “Estudio Geológico Geotécnico y Avance del Proyecto Básico” se presenta un profundo estudio de la cuenca, el embalse, caudales ecológicos y demás referido a la presa a proyectar, que se resumen en este capítulo.

Estudio de la cuenca y características del embalse

La presa de Casupá se encuentra ubicada en la región nor-este de la cuenca del río Santa Lucía, con un área de cuenca de 697 km^2 .

Los estudios hidrológicos se realizaron en base a los datos obtenidos en el área de estudio, de las estaciones pluviométricas y termopluviométrica mostradas en la Tabla 2-21.

Código	Nombre	Periodo de datos	Variables	Escala
2452	Polanco	1970-1971 1975-2016	P acumulada	Diaria
2498	Cerro Colorado	1971-2016	P acumulada	Diaria
2543	Reboledo	1970-2016	P acumulada	Diaria
2588	Casupá (Fr)	1971-2016	P acumulada	Diaria
2634	Casupá (Lavall)	1970-1971 1975-2016	P acumulada	Diaria
2549	Barriga Negra	1970-1971 1975-2016	P acumulada	Diaria
2759	Minas	1981-2016	P acumulada	Diaria
2632	Fray Marcos	1970-1995 1996-2016	P acumulada	Diaria
	Florida	1981-2016	Temperatura media mensual	Mensual
		1994-2016	Humedad relativa	Mensual
		2010-2016	Velocidad media mensual del viento	Mensual

Tabla 2-21: Datos utilizados (Fuente: Hito3, Grupo TYP SA).

Se estudió la temperatura máxima, mínima y media mensual y anual, al igual que la humedad relativa y la velocidad del viento.

Se incluyó en el estudio hidrológico distintas tormentas intensas en nuestro país (abril 1959, febrero 1964 y julio 1967), a partir de las cuales se obtuvieron los caudales de crecida en distintos puntos de la cuenca del río Santa Lucía, que en la zona de estudio se corresponden a una tormenta de 500 años de período de retorno.

En el estudio se utilizó la precipitación máxima establecida por el Manual de Pequeñas Presas (Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiental de Uruguay), con las curvas IDF corregida por factores de área, duración y período de retorno.

El Grupo TYPESA desarrolló un modelo de cuenca utilizando un modelo digital del terreno del servidor ASTER GDEM 5 x 5 m, con 14 subcuencas en la cuenca del Arroyo Casupá, como se observa en Figura 2-7.

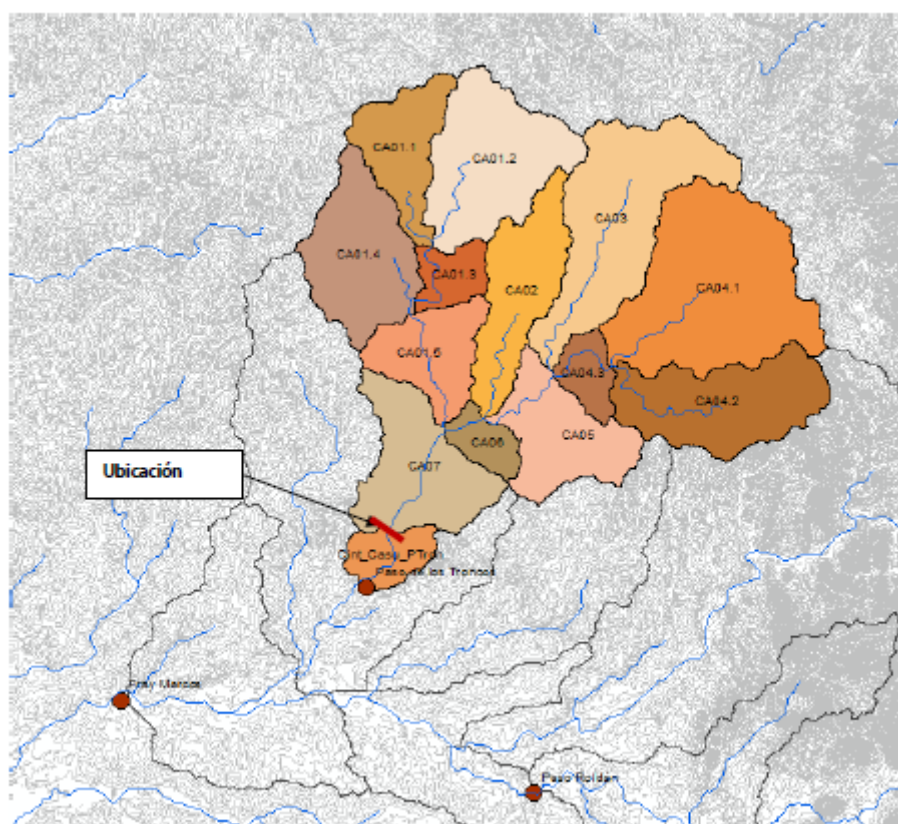


Figura 2-7: Esquema de subcuencas Arroyo Casupá (Fuente: Hito 3, Grupo TYPESA).

Los hietogramas de tormenta utilizados fueron dados por la aplicación de las curvas IDF, que resultaron mayores a los obtenidos de las series de precipitación obtenidos de las estaciones pluviométricas.

La transformación precipitación – escorrentía fue realizado utilizando el programa HEC-HMS (Hydrologic Modeling System). El esquema del modelo implementado se muestra en la Figura 2-8.

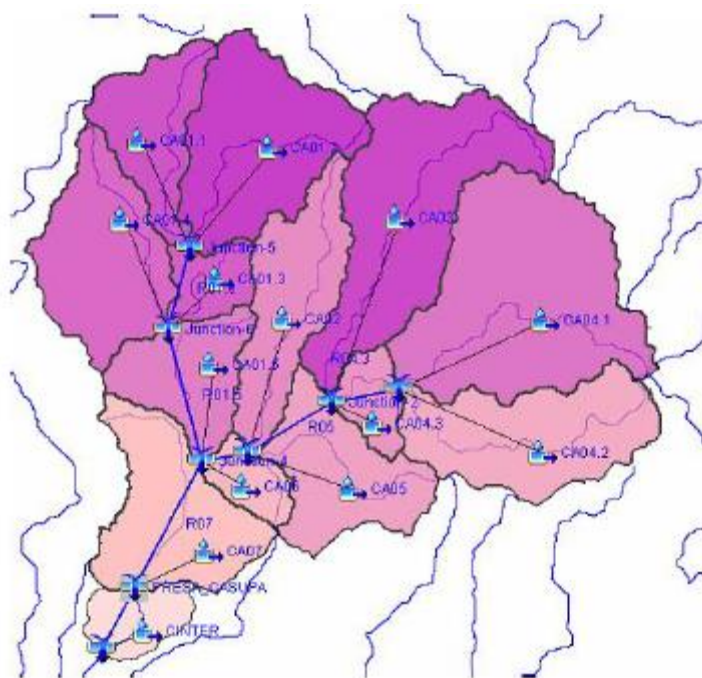


Figura 2-8: Esquema del modelo hidrometeorológico subcuencas Arroyo Casupá introducido en HEC-HMS (Fuente: Hito 3, Grupo TYP SA).

El modelo fue calibrado con los datos de caudales extremos estimados en el Estudio de la cuenca del río Santa Lucía.

A modo de ejemplo, los valores obtenidos con el modelo en Fray Marcos y Paso de los Troncos para período de retorno de 500 años son $5824 \text{ m}^3/\text{s}$ y $1665 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente mientras que los estimados en el Estudio de 1970 de la Cuenca del río Santa Lucía son $5900 \text{ m}^3/\text{s}$ y $1670 \text{ m}^3/\text{s}$, con lo que el modelo se aceptó.

Los datos de evaporación en el embalse, introducidos en el modelo, son tasas constantes año a año con variación mensual y unidades de mm/mes a partir de los datos de la estación Prado.

En el informe se presenta el estudio de erosión de la cuenca, donde la erosión específica se estimó por el método Djorovic, en $433 \text{ t}/\text{km}^2/\text{año}$. Se utilizó el Método USLE (Universal Soil Loss Equation) – CES (Coeficiente de Entrega de Sedimentos). La producción de sedimento en la cuenca se estimó en $135.762 \text{ t}/\text{año}$, resultando una tasa neta de $201 \text{ t}/\text{km}^2/\text{año}$ y tasa bruta de $780 \text{ t}/\text{km}^2/\text{año}$. Con el criterio de Miller, el volumen muerto de sedimentos obtenido para un embalse de volumen útil de 100 hm^3 es de $3,91 \text{ hm}^3$.

A partir de las revanchas consideraas por oleaje y ola de avenida, se determinó que la cota de coronación de diseño mínima es de $105,57 \text{ m.s.n.m.}$

Se estudiaron dos tipologías de presa: presa de materiales sueltos, y presa de hormigón compactado a rodillo. En el Hito 4 presentado en el servicio de consultoría, se estableció que la presa será de tipo hormigón compactado a rodillo.

La cota de coronación de la presa fue establecida en 106 m.s.n.m., el volumen máximo del embalse es de 103,91 hm³.

Gestión del embalse

En el Hito 4 del estudio realizado por TYP SA, se presenta el estudio de gestión del embalse de Casupá, partiendo de los antecedentes de condicionantes que debe cumplir para garantizar las demandas urbanas de Montevideo para un año horizonte, así como cumplir con caudales mínimos (ecológicos y de calidad de agua).

Para la determinación del caudal ecológico, el Grupo TYP SA utilizó de la media mensual de los caudales ecológicos obtenidos por los diferentes métodos hidrológicos propuestos y recogidos en el Documento Técnico nº 4 PHI-LAC para Uruguay del Programa Hidrológico Internacional de la UNESCO para América Latina y Caribe.

El volumen de regulación o útil de la presa, de acuerdo al estudio presentado por TYP SA, fue establecido por el estudio de AGUASUR en 100 hm³.

El modelo se realizó para gestionar el embalse de modo que el caudal mínimo en Fray Marcos, sea de 3m³/s.

Otras consideraciones son que la reserva en 60 días sea de 41,955 hm², que a escala mensual indica que en el volumen mínimo mensual del embalse debe ser 24,89 hm³ (20,98 hm³ para reserva de la demanda urbana + 3,91 hm³ de volumen de sedimentos).

A continuación se muestra la tabla resumen entregada por el grupo TYP SA, en la entrega denominada “Hito 4”, donde se observa el cumplimiento de la disponibilidad de agua para la alternativa analizada.

Elemento analizado	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
Caudal circulante Estación Aforo Fray Marcos (condición de Qmin 3m ³ /s)												
Promedio (hm ³ /mes)	65,84	97,39	143,84	159,49	137,73	155,64	123,00	74,11	50,71	30,89	68,40	75,78
Promedio (m ³ /s)	25,40	36,36	55,50	59,55	51,42	60,05	45,92	28,59	18,93	11,53	28,27	28,29
Q min (hm ³ /mes)	7,78	8,04	7,78	8,04	12,56	24,91	8,04	7,78	8,04	8,04	7,26	8,04
Qmin (m ³ /s)	3,00	3,00	3,00	3,00	4,69	9,61	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
Cumplimiento QMIN	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%

Tabla 2-22: Resumen escenario del modelo de gestión estudiado por el grupo TYP SA

2.7.4. Conclusiones

En este subcapítulo se generó una metodología para verificar la disponibilidad del recurso hídrico basada en el análisis de los caudales medidos en diferentes estaciones de la cuenca. Esta metodología se considera que es muy exigente en cuanto a la disponibilidad del recurso ya que considera para cada día, el caudal específico mínimo medido en cualquier estación.

Con esta serie de caudales se verificó la disponibilidad del recurso para satisfacer las condiciones de la alternativa analizada en este estudio, que tiene dos objetivos principales:

- asegurar la demanda de agua para el sistema metropolitano en el horizonte del proyecto
- cumplir con las condiciones mínimas para que circule un caudal ecológico en el río Santa Lucía para proteger la calidad de agua del recurso.

El resultado principal del estudio realizado en este informe así como del análisis de otros estudios previos es que la represa proyectada en Casupá y la actual de Paso Severino tendrían capacidad suficiente para abastecer la demanda de agua potable del sistema metropolitano. El actual estudio perfecciona el análisis de embalse adicional para obtención de caudal de prevención de fenómenos de florecimiento de algas ("blooming) en tramos superiores del curso (aguas arriba de confluencia del río Santa Lucía con el Aº Casupá, mediante identificación de localización alternativa a presa en Aº El Soldado, por semejante en Aº Campanero, inmediatamente aguas arriba de cruce con ruta Nº 8.

2.8. Alternativas de uso para el embalse de Canelón Grande

2.8.1. Antecedentes

La represa de Canelón Grande es un embalse de agua bruta con una capacidad de almacenamiento de 20 hm^3 y que tiene una cuenca de aporte de 290 km^2 , que puede ser utilizado como refuerzo del abastecimiento en AACC, aportando caudales regulados optimizando así su manejo con Paso Severino, Casupá y El Soldado. Puede aportar por las válvulas de 600 mm un total de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ a la Usina de AACC, caudal suficiente para atender el 100% de la demanda del Sistema Metropolitano. Cabe resaltar que si bien este embalse es propiedad del M.T.O.P., es OSE quien dispone el manejo de las válvulas.

Actualmente, el Arroyo Canelón Grande presenta en determinados momentos problemas de calidad de agua (altos valores de nutrientes N y P). Generalmente, estos eventos están asociados a caudales bajos.

Por otra parte, la posibilidad del embalse de erogar $10 \text{ m}^3/\text{s}$ así como la cercanía de este curso de agua a la planta de tratamiento de Aguas Corrientes, presenta la oportunidad de generar una toma de agua de la planta de tratamiento de Aguas Corrientes de manera independiente a las tomas del río Santa Lucía.

Por lo tanto en este capítulo se estudia la viabilidad de construir una obra con el objetivo de:

- Desviar el agua del Arroyo Canelón Grande hacia aguas debajo de la planta de tratamiento de Aguas Corrientes en períodos de bajos caudales de flujo.
- Construir las obras necesarias para generar una toma de agua alternativa para la planta de Aguas Corrientes con agua bruta proveniente del Arroyo Canelón Grande.

Por otra parte, se cuenta con un anteproyecto avanzado de obras en curso en la planta de tratamiento de Aguas Corrientes para generar una toma de agua en el río de Santa Lucía, en una próxima a la desembocadura del Arroyo Canelón Grande. De acuerdo a lo comunicado, el caudal de diseño de esta toma de agua es de $25000 \text{ m}^3/\text{h}$ ($7 \text{ m}^3/\text{s}$).

2.8.2. Caracterización básica hidrológica del Arroyo Canelón Grande

El Arroyo Canelón Grande tiene una cuenca aproximada de 1000 km^2 . Utilizando la serie de caudales específicos generada para este informe los caudales característicos resultan ser:

- Caudal medio: $13 \text{ m}^3/\text{s}$
- Caudal mínimo de estiaje: 22 l/s
- Caudal típico de estiaje: $0,7 \text{ m}^3/\text{s}$

2.8.3. Descripción de las obras a proyectar

Considerando la ubicación de esta nueva obra de toma de agua bruta en construcción, se propuso que la nueva toma en construcción cuente con la posibilidad de conectar una tubería de aducción desde el Canelón Grande. Se cuenta en este estudio con los planos de anteproyecto de esta toma que cuenta ya con la posibilidad de aceptar esta conexión.

Para viabilizar esta toma, las obras necesarias serían:

- Construcción de una pequeña presa de regulación en el Arroyo Canelón Grande, con cota de coronamiento +4,5. El objetivo de esta presa sería doble, independizar (para caudales bajos) los cursos de agua y generar el desnivel necesario para conducir por gravedad forzada el curso de agua hacia la planta de tratamiento de aguas corrientes. La presa deberá ser diseñada para permitir el sobrepasaje del agua cuando los caudales así lo requieran así como compuertas para permitir el flujo a través de la misma cuando no sea necesario operar esta nueva conducción.
- Tendido de 2 tuberías de 2000 mm de diámetro aproximadamente, con una longitud aproximada de 900 m y una capacidad de 7 m³/s (25.000 m³/h). El material de estas tuberías se definirá posteriormente pero podría ser PEAD o similar.
- Obras de toma en el curso del Arroyo Canelón Grande
- Obras de conexión en la toma en construcción en Aguas Corrientes
- Construcción de un bypass de la planta de tratamiento de aguas corrientes, por medio de una tubería de aproximadamente 500m de longitud y 1200 m³/s para conducir el agua proveniente del Arroyo Canelón Grande hacia aguas debajo de la toma del Río Santa Lucía cuando la calidad de agua de este curso de agua lo requiera. Se observa que deben estudiarse interferencias para asegurar la viabilidad de estas conexiones.

En las Figura 2-9 y Figura 2-10 se ilustran las características principales del sistema de conducción desde el Arroyo Canelón Grande hacia la nueva toma en construcción de la planta de tratamiento de Aguas Corrientes. El prediseño se puede observar en las láminas generales G-021 y 022.

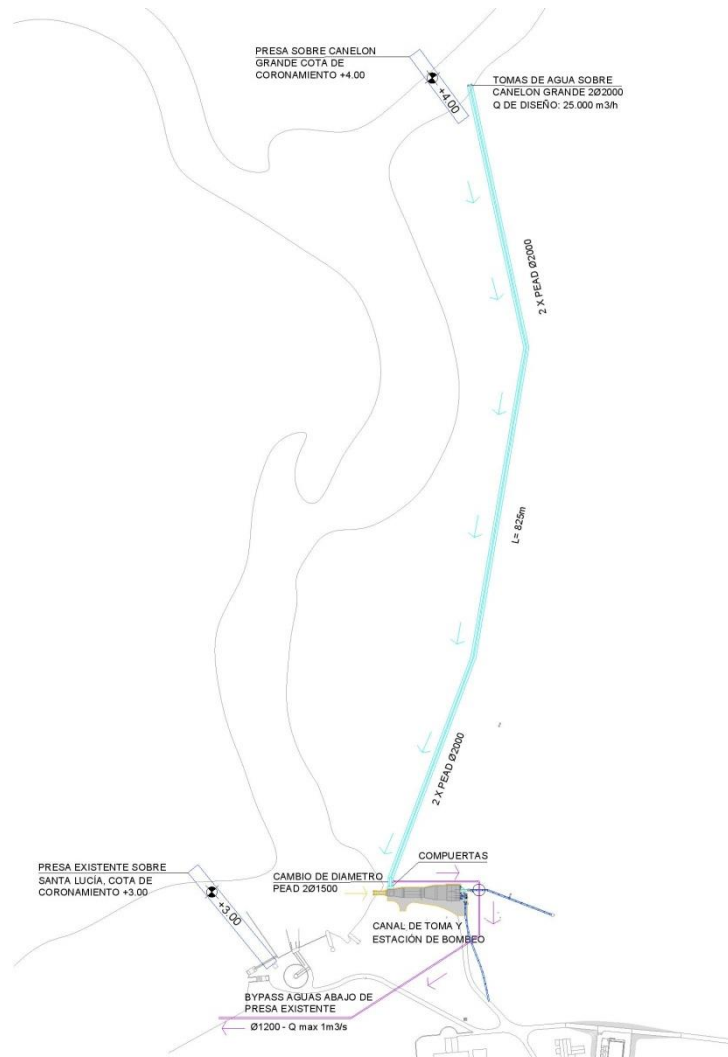


Figura 2-9: Esquema de sistema de aducción desde Arroyo Canelón Grande.

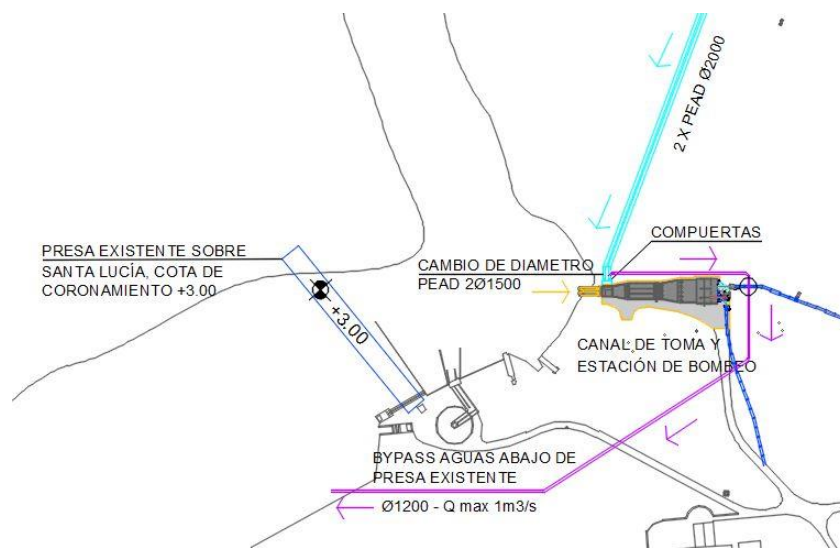


Figura 2-10: Esquema sistema de Bypass de Arroyo Canelón Grande.

2.8.4. Estimación de costos y aspectos ambientales

2.8.4.1. Estimación de costos

A continuación se presentan los costos estimados de inversión para esta alternativa:

C Gde - AACC - Estimación de costos de construcción, D = 2m, 1 tubería			Unidades	Metraje	Precio Unitario	Precio total
Presa de hormigón de 45m de longitud, cota de coronamiento 4.5m incluyen			Gl	1	1,000,000	1000000
Expropiaciones, servidumbre, etc			Gl	1	300,000	300,000
Suministro y colocación de tuberías D = 2m			m	1800	1,600	2,880,000
Obras de toma			Gl	1	300,000	300,000
Obras de conexión en AACC			Gl	1	300,000	300,000
Bypass diámetro 1200mm			m	800	700	560,000
Obras accesorias por interferencias			Gl	1	300,000	300,000
Subtotal						4,640,000
Otras obras accesorias			%	10%	4,640,000	464,000
Imprevistos			%	20%	4,640,000	928,000
Proyecto y DO			%	10%	4,640,000	464,000
Total						6,496,000
IVA			%	22%	6,496,000	1,429,120
Leyes sociales			14%		6,496,000	909,440
Total						8,834,560

2.8.4.2. Aspectos ambientales

De manera general, esta obra no aparecería en el listado taxativo de la reglamentación vigente. Sin embargo, entendemos fundamental realizar un estudio de impacto ambiental de esta obra y comunicar el proyecto al MVOTMA para que defina los pasos que se deberían seguir.

Como análisis ambiental primario de la fase de operación del sistema, el agua proveniente del Canelón Grande se mezclará con el agua del río Santa Lucía como sucede actualmente pero la mezcla se producirá aguas abajo.

La concentración de la mezcla resultante de los efluentes de ambos cursos será ligeramente diferente a la actual debido a que actualmente la mezcla se realiza con el caudal del Río Santa Lucía que llega a la planta y en el futuro de construirse esta obra se realizará con el caudal del Río Santa Lucía luego de la toma de agua de la planta de tratamiento de Aguas Corrientes.

Se espera un impacto en operación en la nueva zona de mezcla de ambos cursos y un impacto leve aguas abajo de la misma.

2.9. Conclusiones generales y evolución

Del análisis realizado en el capítulo se destacan los siguientes comentarios y conclusiones:

- *Se presentó un análisis de estado de situación de la cuenca y curso de agua río Santa Lucía, en cuanto a orígenes de nutrientes, concentraciones observadas y correlación de variables que explican las fuentes de metabolitos formadores de olor y/o tóxicos, así como de presencia de materia orgánica y otras sustancias (Fe y Mn).*
- *De acuerdo con las mejores prácticas y referencias internacionales, el agua bruta del Río Santa Lucía y sus afluentes principales se considera como apta para su uso para consumo público previo tratamiento convencional, con el complemento de instalaciones y procedimientos especiales que permitan atender eventos extraordinarios principalmente de compuestos que provoquen sabor y olor.*
- *Se verificó la suficiencia en la capacidad de asegurar la disponibilidad cuantitativa del recurso agua para la demanda proyectada en el horizonte del Proyecto (2045) con la incorporación del embalse en Aº Casupá.*
- *Se encuentran en ejecución programas de control de aportes de nutrientes, que se consideran apropiados y alineados con herramientas aplicadas a nivel universal y mejores prácticas.*
- *Se proponen acciones preventivas de eventos de florecimientos de algas en curso superior basados en la incorporación y control de flujos mínimos.*
- *De todas maneras, y sin perjuicio de acciones preventivas y correctivas, el escenario de calidad de agua esperable a tratar, deberá contar con instrumentos especiales a los efectos de permitir remover sustancias especiales que son objeto del presente Estudio, y donde se destacan los siguientes factores:*
 - *Metabolitos generadores de olor y sabor: Geosmina y MIB.*
 - *Metabolitos algales tóxicos: cianotoxinas.*
 - *Materia orgánica en general, especialmente en condición disuelta, en función del riesgo asociado a la formación de compuestos objetables cuando la desinfección química.*
 - *Presencia de Hierro y Manganeseo.*

En el capítulo siguiente, se aborda la temática asociada al tratamiento de agua en Planta de Aguas Corrientes, para el escenario de demanda 2017-2045, en el contexto de calidad de agua bruta que surge del análisis del presente capítulo.

3. FUNDAMENTOS Y MEJORES PRÁCTICAS ACTUALES PARA PROCESOS ESPECIALES DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

3.1. Introducción

En el presente capítulo se presentan los principales fundamentos teórico-prácticos y mejores prácticas recomendadas a escala mundial aplicados a procesos de tratamiento orientados al control y remoción de:

- 1. Compuestos generadores de olor y sabor.**
- 2. Cianotoxinas.**
- 3. Materia orgánica precursora de formación de subproductos objetables de la desinfección química.**
- 4. Hierro y Manganeseo.**

Adicionalmente, se genera una base de información para la definición de las distintas configuraciones posibles de tratamiento, tomando en consideración las interferencias que puedan surgir y limitar la aplicabilidad de cada una de ellas, a ser tomada en cuenta para las aplicaciones específicas a proponer.

Estos fundamentos y mejores prácticas, serán objeto de aplicación práctica en Capítulo 5, para identificar y desarrollar las alternativas de tratamientos más apropiadas recomendadas a implementar en la Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes, a los efectos de un eficiente y eficaz tratamiento de aguas con las características proyectadas según conclusiones del análisis efectuado en el Capítulo 2.

Se concluye el capítulo con una descripción y presentación de ejemplos de estrategias de comunicación de episodios de olor y sabor, a los efectos de servir como base de implementación por parte de OSE.

En capítulos siguientes se describen y analizan las sustancias objetivo de tratamiento especial antes señaladas por separado junto a las mejores prácticas específicas para su remoción.

3.2. Compuestos generadores de olor y sabor

3.2.1. Compuestos específicos generadores

Los principales compuestos promotores de olor y sabor objetable en agua potable de consumo, identificados como relevantes para el caso del río Santa Lucía, son Geosmina y MIB.

Dichos metabolitos se asocian a olor/sabor a tierra y moho respectivamente, y han sido identificados cuali y cuantitativamente tanto en determinaciones directas, como indirectamente en los paneles de olor/sabor.

3.2.1.1. *Geosmina*

El nombre Geosmina proviene del griego “aroma de la tierra”. Es una sustancia orgánica, producida por algunos actinomicetos y cianobacterias, que se encuentran a nivel de suelo y son perceptibles típicamente cuando la tierra se humedece, por ejemplo, en ocasión de precipitaciones. El nombre químico es trans-1,10-dimethyl-trans-9 decalol.

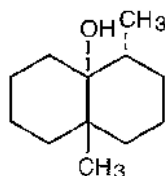


Figura 3-1: Estructura química de la Geosmina

3.2.1.2. *Metilisoborneol (MIB)*

El MIB, conocido químicamente como 2-Metilisoborneol, es una sustancia orgánica cuyo olor a humedad es perceptible a muy bajas concentraciones (10 - 30 ng/l), producida por cianobacterias.

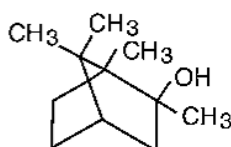


Figura 3-2: Estructura química de MIB

La tabla 3-1 siguiente indica los valores umbral de detección por el ser humano para ambos compuestos según diferentes autores.

Compound	Odor Threshold Concentration, $\mu\text{g/L}$	Reference
Geosmin	0.2	Safferman et al. (1967)
		Piet, Zoeteman, and Kraayeveld (1972)
	0.05	Medsker, Jenkins, and Thomas (1968)
	0.02	Zoeteman, Piet, and Postma (1980)
	0.015	Persson (1980)
MIB	0.01	Cees, Zoetemen, and Piet (1974)
	0.1	Medsker et al. (1969)
		Rosen, Mashni, and Safferman (1970)
		Wood and Snoeyink (1977)
	0.042	Persson (1980)
	0.029	Persson (1979)
	0.02	Zoeteman, Piet, and Postma (1980)

Tabla 3-1: Umbrales de olor reportados para MIB y geosmina (Fuente: Advances in taste-and-odor treatment and control, AWWA).

3.2.2. Fuentes y mecanismos asociados a incidencias de olor y sabor

3.2.2.1. Actinomicetos

Las actinobacterias o actinomicetos, son bacterias Gram positivas, que se encuentran usualmente en la tierra, renovando las reservas de nutrientes y siendo fundamentales en la formación de humus. Otras actinobacterias habitan en las plantas y animales. Generalmente forman filamentos ramificados semejantes a los micelios de los fungi.

Asociados a estos organismos se encuentran entre otros, dos compuestos o metabolitos asociados relevantes a los efectos de su incidencia en calidad de aguas superficiales: la Geosmina y el MIB.

Cabe destacar que no todos los actinomicetos descubiertos en aguas o sedimentos son productores de olor y sabor (ej.: especies de Micromonospora), por lo que no es posible establecer una relación directa entre cantidad de actinomicetos y problema de olor y sabor.

3.2.2.2. Algas

Las algas, son organismos unicelulares o pluricelulares capaces de realizar la fotosíntesis y habitan generalmente en medios acuáticos.

El grupo de algas implicado mayoritariamente en problemas de sabor y olor es el que conforman las algas verde-azules, o Cianofitas (denominadas también Cianobacterias). También son responsables de estos incidentes, algas tales como: Crisofitas, Diatomeas y Dinoflagelados. Dentro de las Cianofitas, las más destacadas son varias especies de Anabaena, Microcystis, Phormidium, Oscillatoria y Aphanizomenon. Los olores producidos por estos organismos pueden ser a tierra/humedad, séptico, a pasto, dependiendo de las especies, densidad de algas y si éstas están vivas.

Los compuestos Geosmina, de olor a tierra, y el MIB, de olor a humedad, se han hallado en algas verde-azules (Cianobacterias).

El desarrollo de algas se encuentra fuertemente asociado, como ya fuera analizado en capítulo 1, con condiciones apropiadas de presencia de nutrientes (P y N), temperatura, tiempo de residencia hidráulico y especialmente transparencia con exposición a radiación solar en condiciones de temperaturas apropiadas.

3.2.2.3. *Escurrimiento superficial ("run-off")*

Buenas parte de los episodios de olor y sabor, según ya fuera señalado en capítulo 1, se asocian a eventos de precipitación pluvial con escurrimientos superficiales asociados. En definitiva, se destaca la correlación de presencia de compuestos críticos con fenómenos de transporte derivados de escurrimientos superficiales asociados a precipitaciones.

En áreas rurales, el escurrimiento superficial provoca el lixiviado de metabolitos asociados a actinomicetos (principalmente Geosmina según señalado) y también está usualmente influenciado por prácticas agrícolas, asociado a fenómenos de transporte y lixiviados de pesticidas, herbicidas y fertilizantes (conteniendo N y P), así como erosión de suelos.

En áreas urbanas, los escurrimientos superficiales también propician transporte de residuos orgánicos de origen doméstico (basura, material de calle, excedentes de fosas sépticas, lixiviados de rellenos sanitarios o depósitos de residuos sólidos, etc.) e industriales (sobrecarga de unidades de tratamiento, descargas clandestinas, lavados de patios interiores con residuos, etc.).

3.2.3. Antecedentes de procesos para remoción de compuestos generadores de olor y sabor

Se analizan a continuación diferentes procesos destinados a remover y/o eliminar los metabolitos generadores de olor y sabor, y/o tóxicos.

3.2.3.1. *Métodos oxidativos mediante Ozono*

Un gran número de investigadores se ha enfocado últimamente en la oxidación de compuestos causantes de olor y sabor y/o tóxicos de naturaleza biológica. En particular, la remoción de metabolitos de algas: MIB y Geosmina (responsables del sabor a tierra y moho) con ozono, han sido estudiados extensivamente en los últimos años.

Lalezary y col. (1986) establecieron la siguiente relación de los órdenes de oxidación con ozono para los siguientes 5 compuestos generadores de olor y sabor:



Lundgren y col. (1988) estudió la aplicación de ozono (dosis de 1,5; 7,0 y 20,0 mg/l) en agua superficial con TOC de 9 mg/l con tiempo de contacto de 10 min en laboratorio.

Durante varios experimentos, se añadió MIB, Geosmina, TCA y DMTS al agua bruta a una concentración de 50 ng/l de cada compuesto. Todos los compuestos incorporados fueron efectivamente removidos a una dosis de ozono de 7 mg/l (remoción >95%), en tanto que para una dosis de 1,5 mg/l se observó una remoción parcial de los compuestos mencionados (35-95%).

Trabajos de Glaze y col. (1990) a escala de laboratorio, evaluaron la eficiencia relativa de seis oxidantes (cloro, cloraminas, dióxido de cloro, permanganato de potasio, peróxido de hidrógeno y ozono) y tres procesos avanzados de oxidación (peróxido de hidrógeno/ozono, UV/ozono y UV/peróxido de hidrógeno) para la remoción de seis compuestos causantes de olor y sabor de la fuente de agua del distrito metropolitano de California del Sur, río Colorado. De los 6 compuestos el 2,4-decadial y dimetiltrisulfuro fueron los más rápidamente oxidados por el ozono (75 a >99% de remoción para dosis de hasta 4 mg/l). La eficiencia de remoción de MIB y Geosmina aumentó de 35 a 40%, para una dosis de 2 mg/l de ozono a un promedio de 78 a 89% para una dosis de 4 mg/l de ozono respectivamente.

Yuan y col. (2013), estudio la eficiencia en remoción de MIB y Geosmina en banco de laboratorio, concluyendo que la ozonización es un método eficiente. Se obtuvo como resultado que la eficiencia en remoción se incrementa con el pH y disminuye con el contenido inicial de MIB y Geosmina.

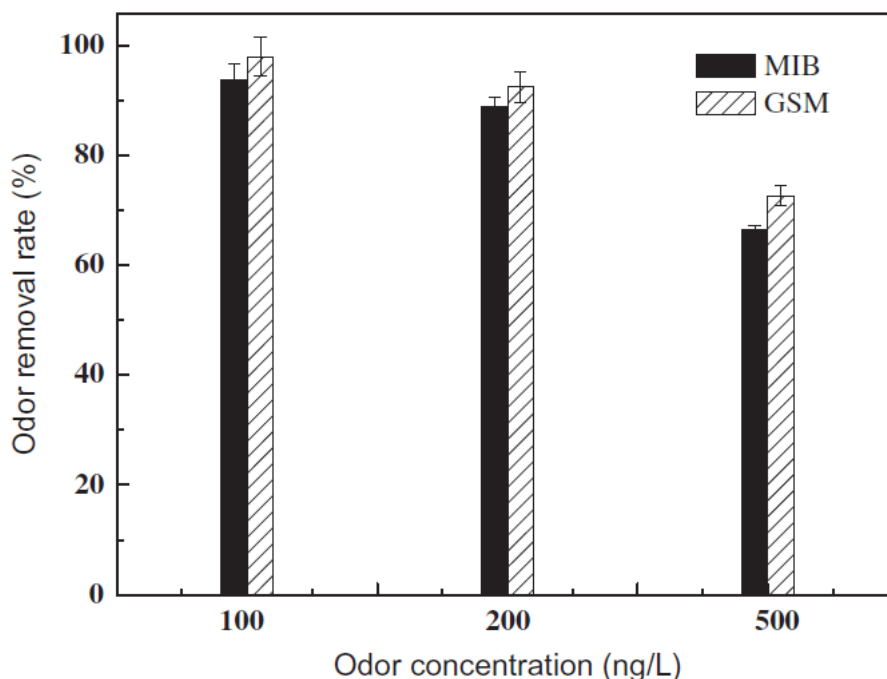


Gráfico 3-1: Efecto de la concentración inicial de MIB y Geosmina en la tasa de remoción (4,19 mg/l de ozono, 20 min, pH=7,3).

Como se observa en el gráfico 3-1 y consistente con el estudio de Lalezary y col. (1986), la eficiencia en remoción de Geosmina es superior a la de MIB.

Otros resultados obtenidos en este estudio indican que para una concentración de Geosmina de 548 y 1568 ng/l, extracelular e intracelular respectivamente, se obtuvieron eficiencias de remoción del entorno del 98 %.

En conclusión, la oxidación con ozono se ha demostrado efectiva para la oxidación de Geosmina y MIB, para concentraciones significativas (500 a 1000 ng/l), a dosis en el orden de 7 mg/l y tiempo de contacto de 10 minutos.

3.2.3.2. *Métodos de adsorción mediante uso de Carbón Activado*

El carbón activado (AC), en forma de polvo (PAC) o granular (GAC), es utilizado en forma extensiva para remover compuestos causantes de olor y sabor en aguas superficiales.

PAC

El PAC es adicionado en forma directa al agua bruta antes o durante la coagulación. Requiere mínimos costos de adición y tiene la flexibilidad de ser aplicado a concentraciones variables según necesidad.

La efectividad del PAC en la remoción de la sustancia problema depende principalmente de variables tales como: tiempo de contacto, naturaleza del PAC, presencia de otros compuestos adsorbibles concurrentes (caso de materia orgánica natural NOM), entre otros.

El tiempo del PAC recomendado en plantas potabilizadoras para remoción de metabolitos de olor y sabor se ubica entre 30 a 60 min (Najm y col., 1991).

La mejor manera de comparar distintos tipos de PAC para la remoción de precursores de olor y sabor, consiste en realizar ensayos de jarra en agua bruta para el tiempo de contacto real de la planta, de esta forma la competencia por NOM es considerada. Algunas plantas intentan extender el tiempo de contacto mediante la dosificación de PAC en la tubería de entrada a planta.

Lalezary y col. (1986) utilizando un Jar Test modificado obtuvo isotermas de adsorción con adición de cloro, coagulante y PAC para una concentración inicial de MIB y Geosmina de 100 ng/l. Las dosis de PAC utilizadas fueron de 5 a 50 mg/l. Como puede observarse para el carbón calidad B obtuvo mejores resultados que el carbón calidad A, tanto para MIB como para la Geosmina.

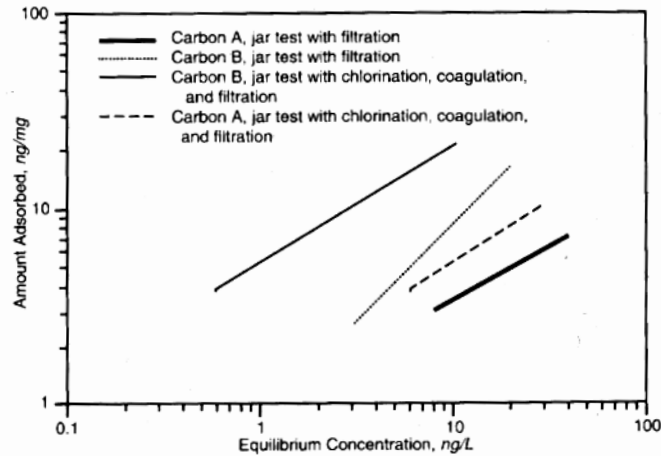


Gráfico 3-2: Isotermas de adsorción de geosmina en PAC, $C_o=100$ ng/l (Fuente: Lalezary, Pirbazari y McGuire, 1986).

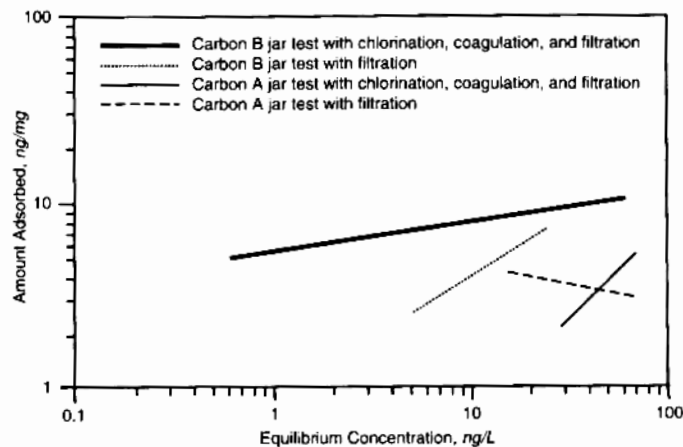
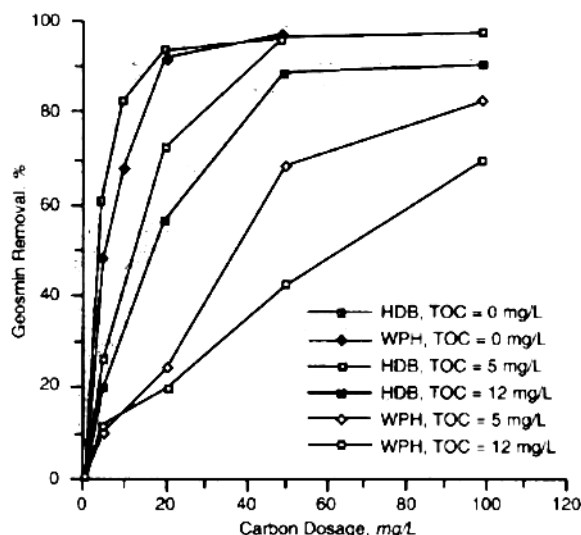


Gráfico 3-3: Isotermas de adsorción de MIB en PAC, $C_o=100$ ng/l (Fuente: Lalezary, Pirbazari y McGuire, 1986).

Simpson y col. (1991) compararon 10 tipos de PAC para la remoción de MIB y Geosmina en agua pura, agua de lago (Manatee en Florida) con TOC = 12 mg/l y agua de lago diluida con TOC = 5 mg/l. Se utilizaron dos concentraciones iniciales de MIB y Geosmina (20 y 80 ng/l) con un rango de dosis de PAC de entre 5 y 100 mg/l. Las pruebas se llevaron a cabo con una etapa de coagulación con sal de aluminio y adición de PAC.



NOTE: HDB = Hydrodarco B, American Norit Co. Inc., Jacksonville, Florida
WPH = Calgon Carbon Corp., Pittsburgh, Pennsylvania

Gráfico 3-4: Remoción de Geosmina en agua seleccionada (Fuente: Simpson y MacLeod, 1991).

Queda claro que la competencia por la NOM afecta la eficiencia en remoción de los metabolitos. Por ejemplo para el agua pura y una dosis de carbón de 20 mg/l se tiene una eficiencia en remoción del 95%, mientras que para un valor de TOC de 5 y 12 mg/l la eficiencia cae a 70% y 56% respectivamente.

Tanto el cloro como las cloraminas reaccionan con el carbón activado para formar óxidos, reduciendo la eficiencia de adsorción. Lalezary-Craig y col. (1988), observó a través de ensayos de jarra que la adición de una dosis de cloro y cloraminas de 2 mg/l reduce la eficiencia de adsorción de AC de MIB y Geosmina. Este efecto se acentúa para dosis menores de PAC (5 a 10 mg/l).

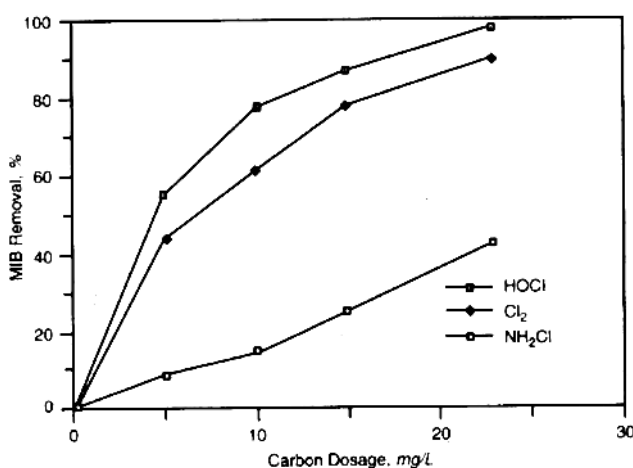


Gráfico 3-5: Influencia del cloro y cloraminas en remoción de MIB con PAC (Fuente: Lalezary-Craig y col., 1988).

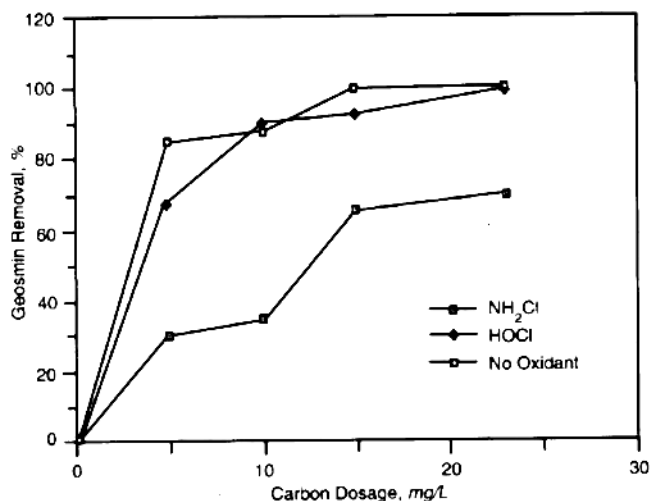


Gráfico 3-6: Influencia del cloro y cloraminas en remoción de Geosmina con PAC (Fuente: Lalezary-Craig y col., 1988).

Gillogly y col (1998), demostraron que el porcentaje remanente de adsorbato contra la dosis de carbón activado para cualquier tiempo, es independiente de la concentración inicial. Por tanto, el porcentaje de remoción para cada tiempo puede ser determinado y graficado.

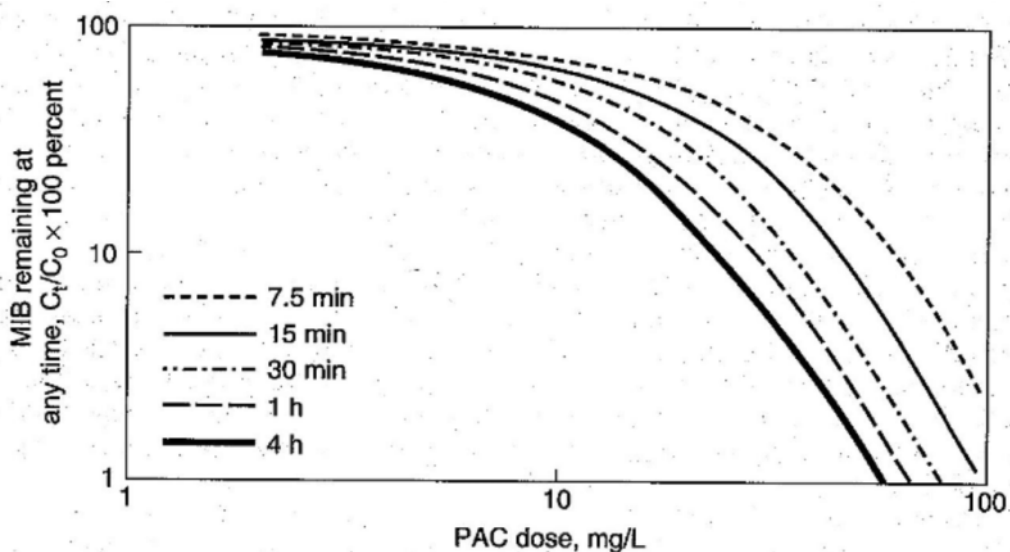


Gráfico 3-7: Modelo de difusión ajustado y predicción en ensayos cinéticos para adsorción de MIB con PAC (Fuente: Gillogly, 1998).

GAC

Cuando los compuestos causantes de olor y sabor, alcanzan concentraciones significativas y la aplicación de PAC se da con alta frecuencia, la adsorción mediante GAC se convierte en una alternativa más económica. Fiessinger y Richard (1975) indican que si la dosis promedio de PAC requerida excede los 20 mg/l y su uso es habitual, la filtración GAC debería ser considerada como más apropiada. La filtración GAC resulta además más eficiente para tratar altas concentraciones de MIB y Geosmina en forma continua. Esta aseveración se potencia ante aguas con contenidos

medios a altos de materia orgánica natural (TOC) en virtud de su competencia en la demanda de superficie de adsorción.

Generalmente, y por motivos económicos, se recomienda el pre-tratamiento mediante otros procesos (fisicoquímicos y/o oxidativos) para la remoción de DOC, en la medida que el DOC compite por adsorción con los compuestos formadores de olor y sabor, para luego pasar a la etapa de adsorción.

A continuación se presentan combinaciones eficientes de procesos oxidativos/adsorcivos a nivel práctico.

3.2.3.3. *Métodos combinados oxidación + adsorción*

Consiste en oxidar los compuestos objetables mediante oxidantes químicos enérgicos (cloro, ozono, etc.), complementada con adsorción vía GAC para eliminación de compuestos objetables (THM, HAA, materia orgánica simplificada remanente).

Se presentan a continuación algunos ejemplos prácticos de uso de diferentes combinaciones alternativas de procesos oxidación + adsorción:

Precloración + filtración GAC

La ciudad de Moose Jaw y Regina (Saskatchewan, Canadá), utilizan como fuente de agua el lago Buffalo. Las condiciones climáticas en verano promueven blooms de algas, los cuales causan numerosos problemas de olor y sabor (principalmente en Julio y Agosto). El número de umbral de olor (TON) del agua bruta se encuentra generalmente en un rango de 5 a 50, y para el agua tratada entre 4 a 14.

Se llevó a cabo un estudio piloto en 1980 a los efectos de evaluar las mejores alternativas de tratamiento, resultando la filtración con GAC eficiente para alcanzar un TON de 3. El proceso finalmente recomendado e implementado fue precloración, adición de coagulante, mezcla rápida, floculación, decantación, ajuste de pH, filtración y adsorción con GAC. Los parámetros de diseño para los filtros GAC fueron de un EBCT de 15 min, con una tasa de filtración de 12,2 m/h y una profundidad de 3,05 m. Se implementó una unidad de regeneración, previendo una frecuencia de aplicación de una vez al año. Luego de su puesta en marcha en 1985, se realizó el monitoreo de calidad del agua. El agua bruta contaba con un TON de 10 a 30, reducida a valores de 4 a 14 por tratamiento convencional. El proceso GAC removi6 el residual de olor por 90 días, luego de lo cual fueron encontrados bajos niveles de olor en el efluente (1 a 2 TON). Un pico de Geosmina fue medido durante 4 semanas (Julio/Agosto 1985) antes de los filtros GAC con un valor máximo de 229 ng/l, en tanto que la concentración de Geosmina fue siempre inferior a 10 ng/l luego del tratamiento de adsorción.

Ozono + GAC versus GAC

Un estudio a escala piloto fue realizado en Noruega (Vik y col., 1988), para comparar el tratamiento GAC versus ozono-GAC para la remoción de MIB y Geosmina. Se evaluaron

dos trenes de tratamiento con filtración de lecho mixto, ozono y GAC. La línea 1 con una dosis de ozono de 4 mg/l durante 4 meses y luego una dosis de 2,5 mg/l seguido de filtros GAC con un EBCT de 20 min. La línea 2 contaba con filtración GAC sin preozonización. Fueron agregados MIB y Geosmina al agua bruta a una concentración de 40 ng/l en cada línea. La línea 2 resultó con un mejor rendimiento para la remoción de MIB y Geosmina. Esto fue explicado por el concepto de competitividad en la adsorción, en la cual la línea con ozono produce mayor número de moléculas orgánicas de bajo peso molecular que compitan con el MIB y la Geosmina. La línea sin ozono contenía los compuestos húmicos naturales de alto peso que no parecían competir en la adsorción. Este tipo de fenómeno fue advertido con anterioridad en la remoción diferencial de cloroformo con y sin preozonización (Neukrug y col., 1984).

Precloración + GAC versus Ozono + GAC versus Ozono + Filtración

La planta de la compañía de agua América-Pensilvania en el río Schuylkill cerca de Filadelfia, se encuentra sujeta a episodios ocasionales de olor y sabor causados por geosmina (Becker y col., 1989). Durante los eventos de olor, el análisis del perfil de sabor (FPA) del agua bruta fue descrito como a moho/tierra con vegetación en descomposición y trazas de pescado. Se realizó un estudio completo a los efectos de comparar la remoción de olor y sabor en procesos de precloración+GAC, ozono+GAC y ozono+filtración en arena de manto 60 cm a 10 m³/m²/h con coagulación previa. Se agregó MIB y Geosmina en un rango de concentraciones de 36-100 ng/l. Se evaluaron los resultados en función del análisis del FPA concluyendo que:

- Precloración+GAC no fue efectiva.
- Ozono+filtración fue más efectiva que la anterior.
- Ozono+GAC fue la más efectiva.

Adicionalmente, el ozono produjo sabores a dulce y metal en el agua.

A partir de estos estudios, se concluyó que el esquema Ozono+GAC es la mejor forma de tratar en esta planta en forma continua MIB y Geosmina.

Terashima (1988), confirmó en forma independiente estos resultados generales en un estudio a escala piloto en la ciudad de Osaka, Japón. La post-ozonización resultó en dosis de más de 2 mg/l para alcanzar valores de MIB por debajo del umbral de detección definido en 20 ng/l. Los valores residuales de MIB y Geosmina fueron más eficientemente removidos en columnas GAC posteriores a la ozonización, en comparación con la cloración. Las concentraciones afluente fueron variables en el estudio, por ejemplo a la concentración de MIB más alta entrando a la columna GAC (215 ng/l @ 10°C), se seguía alcanzando un 90% de remoción luego de 3 años, sin embargo a una temperatura de 5,5°C y una concentración afluente de 200 ng/l la eficiencia decayó a menos del 50% a los dos años de operación.

Fueron recomendados tres mecanismos para la planta: reducción por ozonización adsorción en GAC y remoción biológica en GAC. Las altas temperaturas en el afluente influyeron en la remoción con ozono pero no en la remoción con cloro.

3.2.3.4. Biofiltración

MIB y Geosmina son compuestos biodegradables, con similitud estructural con alcoholes alicíclicos y cetonas. Afortunadamente, diversos estudios han demostrado que las bacterias afines a metabolizar carbono orgánico disuelto en el agua de suministro, son también capaces de biodegradar el MIB y Geosmina.

Estudios realizados por Lundgren y col. (1988), demostraron la capacidad del biofilm desarrollado a partir de carbono orgánico disuelto en filtros de arena, para la remoción de MIB y Geosmina. El filtro contaba con un espesor de 50 cm alimentado con agua de río conteniendo una concentración de TOC de 8 mg/l y se añadió una concentración de MIB y Geosmina de 50 ng/l. Luego de la filtración el contenido orgánico total se redujo en un 6%, pero la reducción en MIB y Geosmina fue del 95%. Sin embargo, cuando la concentración de oxígeno se redujo, la eficiencia en remoción de estos compuestos también se vio afectada.

Un gran número estudios en biofiltros han conducido a definir a los filtros GAC (por su porosidad y rugosidad superficial), como ideales para ser soporte de biomasa. Sin embargo, los filtros GAC son de mayor costo. La filtración biológica en filtros rápidos de arena es una opción mucho más costo-eficiente siendo que es el proceso habitualmente utilizado en la mayoría de las plantas en la actualidad. Desafortunadamente, la arena no es el medio óptimo para llevar a cabo la biofiltración, por su superficie lisa y la falta de cavidades que proveen la oportunidad para el desarrollo del biofilm. Sin embargo, algunos estudios han demostrado una luz en tal sentido.

Metz y col. (2006) demostraron que los filtros rápidos de arena sin precloración eran capaces de remover 80-90% de MIB y 50% de Geosmina a lo largo de un período de 6 años. En otro estudio, un biofiltro rápido de arena de 2 años fue capaz de remover el 50% de MIB luego de 4 meses de estudio (Summers y col., 2006).

3.3. Cianotoxinas

3.3.1. Generalidades

Se exponen a continuación fundamentos para el conocimiento y análisis de métodos de remoción de cianotoxinas (metabolitos tóxicos intra y extracelulares asociados a cianofíceas).

Previo a definir el proceso de tratamiento adecuado, es necesario conocer el tipo de cianotoxina presentes (microcistina, anatoxina-a y cilindrospermopsina) y si ésta se encuentra en forma intracelular o disuelta en el agua. Las toxinas intracelulares pueden ser eliminadas a través de la remoción de las cianobacterias como organismos (material suspendido). En cambio, las toxinas extracelulares son generalmente más difíciles de remover y requieren de remoción física a través de procesos de adsorción, o transformación química (oxidación).

El objetivo principal es el de facilitar el diseño de planes de contingencia operativa que utilicen las barreras específicas de tratamiento de cada planta para minimizar el riesgo ocasionado por cianotoxinas, cumpliendo a su vez con sus otros objetivos como ser los estándares de DBPs (subproductos de desinfección), microbiología y otros. Identificar que cianobacterias y cianotoxinas se encuentran presentes en el agua bruta ayuda a conocer si se están utilizando los procesos adecuados de tratamiento.

Algunos procesos son efectivos removiendo cianotoxinas en su estado intracelular (contenidas en la cianobacteria intacta), mientras que otros procesos son efectivos al removerlos extracelularmente.

La siguiente tabla resume los distintos procesos de tratamiento aplicables a la remoción de cada cianotoxina:

Proceso de Tratamiento	Efectividad relativa
Remoción de cianotoxinas intracelulares	
Coagulación, sedimentación y filtración	Efectivo para remover toxinas intracelulares a través de la remoción de células intactas. Generalmente, es más costo eficiente en relación a la inactivación/degradación química, remueve un numero alto de la fracción intracelular de los compuesto de olor y sabor, fácil de monitorear.
Flotación	Efectiva para la remoción de cianotoxinas intracelulares debido a que muchas de las cianobacterias formadoras son flotantes.
Pre tratamiento por oxidación (previo a mezcla rápida)	En líneas generales, puede ayudar como dificultar el tratamiento, dependiendo de la situación. La preoxidación puede ocasionar la lisis de las células, causando la liberación de de las cianotoxinas contenidas. El ozono puede ser una excepción dado que ocasiona la lisis y la oxidación de la cianotoxina.
Membranas	Efectivo para remover toxinas intracelulares. Usualmente, las

(microfiltración ultrafiltración)	o	membranas requieren pretratamiento.
Remoción de cianotoxinas extracelulares		
Cloración		Efectiva para la oxidación extracelular de cianotoxinas (a excepción de cianotoxina-a) cuando el pH es menor a 8.
Cloraminas		No son efectivas.
Permanganato		Efectivo para la oxidación de microcistina y anatoxinas. No es efectivo para cilindrospermopsina.
Dióxido de cloro		No es efectivo para las dosis típicamente utilizadas en tratamiento de agua potable.
Ozono		Muy efectivo para la oxidación extracelular de microcistina, anatoxina-a y cilindrospermopsina.
Carbón activado (en polvo y granular)		La mayoría de las especies son generalmente efectivos para la remoción de microcistina, anatoxina-a y cilindrospermopsina. Dado que la adsorción varía en función del tipo de carbón y fuente de agua bruta, cada aplicación es única. Se deben realizar ensayos para determinar la efectividad del producto.
Radiación UV		Degrada toxinas en altas dosis, pero no es adecuada para destruir cianotoxinas en los valores aplicados para la desinfección.
Membranas (RO o nanofiltración)	o	La RO remueve efectivamente las toxinas extracelulares. Típicamente, la nanofiltración remueve moléculas con un peso de entre 200 a 2000 Daltons, lo que es mayor a algunas cianotoxinas. Por tal motivo, se deben realizar ensayos pilotos para determinar su eficiencia en remoción de cianotoxinas

Tabla 3-2: Prácticas comunes de tratamiento de cianotoxinas y su efectividad relativa

3.3.2. Remoción física y/o fisicoquímica de cianobacterias intactas (cianotoxina intracelular)

Aunque muchas plantas potabilizadoras han conseguido evitar o remover algas y cianobacterias en forma intacta durante años, la motivación principal estuvo históricamente orientada a promover la calidad estética (color y turbiedad), los estándares de DBPs y la prevención de la obstrucción de filtros, más que a controlar los riesgos asociados a estos organismos conteniendo cianotoxinas. Se debe considerar una amplia gama de opciones al optimizar la remoción de células de cianobacterias intactas.

Las primeras opciones de tratamiento incluyen considerar específicamente los diseños de: obra de toma; procesos de coagulación, floculación y clarificación por sedimentación o flotación por aire disuelto (DAF) y filtración rápida.

Un punto fundamental a tener en cuenta, consiste en optimizar el proceso para remover cianobacterias como células intactas, siendo que hasta un 95% de las toxinas

anatoxina-a, cilindrospermopsina y microcistina son encontradas como intracelulares durante un bloom de algas. Cuando el crecimiento celular se enlentece y la población comienza a morir, una gran proporción de las toxinas intracelulares son liberadas al agua. La concepción opuesta de tratamiento es la de utilizar suficiente oxidante para lograr la lisis celular y la inactivación química de las cianotoxinas.

Se exponen a continuación recomendaciones y comentarios asociados a cada componente de tratamiento clásico con foco en la mejor condición de remoción eficiente de cianobacterias y cianotoxinas.

3.3.2.1. *Acciones a nivel de captación*

El conocimiento y la comprensión de los patrones de flotabilidad de las cianobacterias dominantes proveen a los operadores de dos opciones para evitar el ingresar agua contaminada a la planta:

- 1) Extracción de agua a diferentes profundidades y
- 2) Extracción de agua en momentos específicos.

Si no es posible evitar la toma, se utilizan otras técnicas en la toma con el objetivo de controlar las cianobacterias.

A menudo se aplican oxidantes en la obra de toma con el objetivo de alcanzar uno o varios de los siguientes problemas:

1. Reducción de compuestos causantes de Olor y Sabor (O&S);
2. Control de bio fouling en tubería de toma (mejillón dorado, biofilm y algas);
3. Reducción de generación de DBPs;
4. Asistencia en la coagulación;
5. Remoción de metales (como ser Fe y Mn).

Sin embargo, la aplicación de un oxidante en la obra de toma presenta ciertas particularidades en relación a la remoción de cianotoxinas. La primera preocupación es la prevención de la lisis de las células. El consenso general es que es mejor remover la máxima cantidad de cianotoxinas a través de la remoción de las células intactas previo a la liberación de las toxinas. No obstante, varias usinas han dosificado cantidades suficientes de oxidante para realizar la lisis celular y la inactivación de las cianotoxinas.

Tratamiento en la Toma	Integridad de las células	Ventajas	Desventajas	Efectivo
Cloro	Celular intactas < min a 2 mg/l (algunos géneros son más resistentes a la oxidación)	Oxidación rápida de cianotoxinas	Formación de DBPs, dependiente de pH, dosis variable en género, liberación de cianotoxinas y compuestos de olor y sabor	Aphanizomenon, Anabaena, Cylindrospermopsis, Microcistina
Cobre	Células intactas a 1,5 mg/l hasta 24 hs	No hay formación de TTHM, potencial alguicida	Coloración azul por sobredosificación, no tiene capacidad residual oxidante	Microcistina
Permanganato	Celular intactas 0 a 5 mg/l hasta 2 hs	No hay formación de TTHM	MnO ₂ , coloración rosada por sobredosificación	Microcistina
Ozono	Celular intactas 5 min a 2 mg/l	No hay formación de TTHM	No tiene capacidad residual oxidante	Microcistina

Tabla 3-3: Tratamiento en la toma e integridad en células

El tratamiento en la fuente u obra de toma puede ser crítico. El proceso de tratamiento debe ser optimizado en lo posible para remover las células intactas pues de otra forma existe un alto riesgo de producir altos niveles de toxinas extracelulares. Sin embargo, el tratamiento en la toma puede producir una variedad de efectos en las cianobacterias existiendo reportes respetables, donde la preoxidación puede mejorar la remoción de cianobacterias en los procesos de floculación/sedimentación. Los factores que controlan la lisis celular no se encuentran completamente comprendidos, no obstante, el consenso indica que el tratamiento con oxidantes o compuesto de cobre debe ser utilizado bajo circunstancias muy especiales y particulares.

3.3.2.2. *Remoción fisicoquímica de cianobacterias*

Durante una floración de cianobacterias, los procesos de tratamiento por coagulación pueden ser manejados como barreras auxiliares para la remoción efectiva de cianotoxinas intracelulares (remoción indirecta a través de la remoción de los organismos cianobacterias intactos). Los procesos de coagulación incluyen el tratamiento convencional, la coagulación acentuada y la flotación por aire disuelto.

Tratamiento Convencional

La línea estándar de tratamiento convencional se compone de coagulación, floculación, y sedimentación seguido de filtración. Un sistema bien optimizado de coagulación y sedimentación es crítico para la remoción de cianobacterias durante el tratamiento, pero dada la variabilidad entre cada episodio de floración, no se pueden dictar guías específicas de coagulación. Los ensayos de jarras, operación de plantas pilotos, y ensayos a escala de planta, sugieren que la coagulación con sales de aluminio o de hierro es efectiva para la remoción intacta de Microcistina y Anabaena, además de otras algas y cianobacterias. La coagulación acentuada (condiciones especiales de pH y dosis de coagulante orientados a maximizar remoción de TOC) también puede ser optimizada para la remoción de estos organismos.

DAF

La flotación por aire disuelto (DAF) es un proceso de clarificación alternativo a la sedimentación en la secuencia normal de procesos (coagulación-floculación-flotación-filtración) que permite una alta remoción de partículas en suspensión. La tecnología DAF es una de las mejores opciones disponibles para la remoción de células intactas y puede ser más efectiva que la sedimentación, especialmente para la remoción de cianobacterias con vacuolas de gas que exhiben patrones diurnos de flotabilidad. La remoción de microcistina mediante DAF puede alcanzar un rango de eficiencias tan alto como 92-98%, mientras que la sedimentación puede remover solo 70-90%.

Filtración

La filtración en agua potable es utilizada para la remoción de partículas (sedimentos y patógenos) del agua para mejorar la estética y seguridad del agua. Sin embargo, ninguno de los procesos físicos de filtración son adecuados para la remoción de cianotoxinas extracelulares por su condición disuelta.

- **Filtros Convencionales**

Aunque la filtración directa sin coagulación y sedimentación tiene una eficiencia limitada para la remoción de cianobacterias, la coagulación/floculación/sedimentación adecuadamente operada seguida de un proceso de filtración es muy efectiva a tal fin. La arena convencional, antracita y muchos otros medios de filtración que cumplan con las normativas son efectivos para la remoción de cianobacterias cuando son utilizados en combinación con los procesos antes mencionados.

- **Microfiltración y Ultrafiltración**

Los avances tecnológicos en membranas alcanzados durante las últimas tres décadas, han permitido convertir a la filtración en membranas en un proceso viable para el tratamiento de agua potable. Los siguientes son los tipos de membranas utilizados en la industria de potabilización:

1. Microfiltración (MF)
2. Ultrafiltración (UF)
3. Nanofiltración (NF)
4. Osmosis Inversa (RO)

La Microfiltración y Ultrafiltración son comúnmente utilizadas para remover contaminantes particulados, pueden ser adecuadas para la remoción de cianobacterias, mientras que la nanofiltración y la RO pueden potencialmente remover una fracción significativa de cianotoxinas.

3.3.3. Remoción de Cianotoxinas por adsorción

3.3.3.1. *Carbón Activado (CA)*

La adsorción por carbón activado, ya sea en forma granular (GAC) o en polvo (PAC), es un método efectivo para la remoción de cianotoxinas disueltas, que es complementaria y puede ser combinada con otras unidades de proceso. Aunque se ha demostrado que existen otros adsorbentes como arcillas modificadas y nanotubos de carbono, las tecnologías basadas en AC brindan una solución comprobada y flexible.

Los materiales más comunes para la producción de CA son carbón, madera y cáscara de coco. El criterio principal para la selección del CA es la habilidad para la remoción del contaminante objetivo (orgánicos sintéticos, orgánicos volátiles, NOM, cianotoxinas, etc.) y la capacidad de soportar los ciclos de lavado. Existen diferentes tipos de precursores y procesos de activación, resultando en un rango variado de propiedades adsorbentes que pueden ser optimizados para la clase específica del compuesto contaminante objetivo. Como tal, el tipo de GAC o PAC que se seleccione para la remoción de los contaminantes típicos en agua potable puede no ser el ideal para el control de cianotoxinas.

Por tanto, es recomendado realizar ensayos de jarras y una correcta evaluación para las condiciones particulares de cada caso. Adicionalmente, el pH del agua y la presencia de sustancias que puedan competir como ser NOM afectan el proceso de adsorción.

Selección de la tecnología AC

Generalmente son utilizadas las siguientes dos tecnologías basadas en CA:

1. Pre-filtración con adición de carbón activado en polvo (PAC)
2. Flujo a través de lechos o tanques presurizados con carbón activado granular (GAC)

Tanto PAC como GAC pueden ser diferenciados de acuerdo a su granulometría. El PAC contiene partículas más pequeñas que pasan a través de la malla US80 (0,177 mm). El GAC es más grande en tamaño, siendo los tamaños más populares para potabilización los correspondientes a las mallas 12 x 40 (0,425 a 1,70 mm) y 8 x 30 (0,60 a 2,36 mm), lo que proporciona un buen balance entre las propiedades hidráulicas y de área superficial.

El PAC es ampliamente utilizado como una forma temporal de tratamiento para contaminantes transitorios como ser cianotoxinas y compuestos de olor y sabor, y es dosificado al principio del proceso de tratamiento en un punto que proporciones suficiente tiempo de contacto previo a la remoción del material particulado.

El GAC es utilizado como un proceso de paso en lechos de flujo para reducir la NOM, compuestos de olor y sabor, o compuestos orgánicos sintéticos. Dependiendo de la fuente de agua bruta y de la configuración de la planta, el GAC puede servir en forma estricta como adsorbente (típicamente en tanques presurizados) o como filtros/adsorbente (típicamente como filtros abiertos).

La selección de la tecnología CA para el proceso de potabilización es compleja, debida a la multiplicidad y a veces competencia de las funciones que el CA debe realizar, incluyendo la remoción de:

- NOM para minimizar la formación de DBPs
- Compuestos orgánicos sintéticos y pesticidas
- Color
- Compuestos originadores de Sabor y Olor
- Cianotoxinas

Como se trata más adelante, la tecnología CA puede ser combinada con filtración biológica o membranas.

En la industria de potabilización de agua, los filtros GAC pueden ser operados y diseñados para el desarrollo de un biofilm que puede desempeñar las funciones de filtración, adsorción y biodegradación.

La mayoría de los estudios en adsorción de cianotoxinas con CA se han centrado en microcistina. Las tendencias generales que emergen de estos estudios son:

- Estudios de laboratorio, a escala piloto y real han demostrado que tanto PAC como GAC son efectivos para remover cianotoxinas del agua.
- La cantidad de NOM en agua tienen una gran influencia en la capacidad de adsorción del AC para las cianotoxinas. La NOM se encuentra con frecuencia en valores del orden de cientos de veces la concentración de las cianotoxinas y compite por los espacios activos del AC.
- El CA debe ser probado con el agua bruta de la fuente. La NOM y otras variables hacen difícil de predecir el desempeño del AC.

Carbón Activado en Polvo (PAC)

Tanto la microcistina como la cilindrospermopsina pueden ser absorbidas por el CA con alta capacidad de mesoporos (entre 2 - 50 nm). Sin embargo, las variaciones en la microcistina pueden contar con diferentes eficiencias de adsorción.

En consecuencia el dilema es determinar la dosis más eficiente. La respuesta a esa pregunta es muy variable, pero en general de 20 a 30 mg/l es un punto razonable del cual partir. Dado que existen factores múltiples que afectan la eficiencia en remoción del PAC, se recomienda la realización de ensayos de jarras a los efectos de determinar la dosis óptima, el tipo de PAC y la eficiencia de remoción esperada. En Anexo 6.3 se presenta las guías y protocolos de la AWWA (PAC Jar Testing Protocol for Cyanotoxin Removal in Drinking Water) para la realización de ensayos de jarras con PAC.

Carbón Activado Granular (GAC)

El Carbón Activado Granular (GAC) puede ser utilizado tanto como lecho filtrante o como adsorbente. Los filtros GAC son diseñados para remover partículas, proveer adsorción limitada a químicos, y puede ser utilizado para biodegradar algunos contaminantes orgánicos (si son dimensionados como biofiltros). Cuando se utilizan como filtros, el lecho filtrante es remplazado luego de varios años de servicio y puede que no sea efectivo para el control de cianotoxinas. En oposición, los adsorbentes GAC son utilizados para remover contaminantes orgánicos por adsorción luego de la filtración, siendo su medio reemplazado o regenerado cuando el carbono orgánico total (TOC) alcanza un valor predefinido, usualmente entre un 50 a 60% de la concentración influente.

Cuando es utilizado como adsorbente de postfiltración, puede ser una barrera de gran eficiencia para la microcistina debiendo ser reemplazado o regenerado con suficiente frecuencia. Se pueden utilizar pruebas de columnas de filtración para evaluar la eficiencia en remoción y la duración del manto para el agua problema.

3.3.3.2. *Nanofiltración y Osmosis Inversa*

Existen varios estudios de nanofiltración (NF) y ósmosis inversa (RO) para la remoción de microcistina, alcanzando eficiencias de remoción de entre 82 - 100%. Ambas tecnologías pueden proporcionar un buen mecanismo de remoción para la mayoría de las cianotoxinas, aunque esto depende en gran medida del tipo de membrana y de las propiedades químicas de su superficie. Sin embargo, y dado el corto lapso de duración de los eventos de cianotoxinas, no es recomendable que la NF y RO sean seleccionadas exclusivamente en base a las características de remoción de las cianotoxinas. La mayoría de las instalaciones que emplean RO y NF para la desalinización o ablandamiento presentan eficiencias de remoción de cianotoxinas superiores al 80% para el agua tratada.

3.3.4. Inactivación de Cianotoxinas

Los oxidante primarios y secundarios más utilizados en potabilización son el cloro, ozono, UV, permanganato de potasio, cloraminas y dióxido de cloro. Estos oxidantes son aplicados comúnmente en la captación (preoxidante), antes de los filtros como asistencia para la reducción de la actividad biológica (interoxidación) y/o luego de los

filtros (desinfección). En los últimos años, se han incrementado las exigencias en las regulaciones de calidad, de manera de reducir los subproductos (DBPs) formados durante la aplicación de cloro; y/o clorito/clorato formado a partir de oxidación con dióxido de cloro; y/o bromatos formados por oxidación con ozono. En respuesta a ésta problemática, se han revisado los puntos de adición de químicos y añadido nuevos procesos de tratamiento, principalmente con fines de prevenir tales efectos secundarios negativos. Cada uno de estas respuestas tiene generalmente efectos en la inactivación y/u oxidación de las cianotoxinas presentes en el agua. Por ejemplo, el uso de oxidantes como cloraminas y el dióxido de cloro puede ser utilizado como un desinfectante suplementario de manera de reducir la formación compuestos halogenados, sin embargo las cianotoxinas no serán degradadas. Otra estrategia para la reducción de compuestos halogenados (bromatos) es la aplicación de ozono como pre/inter-oxidante, antes de la desinfección con cloro, ajustando el pH del agua a un valor mayor o igual a 9.

En el siguiente link de la AWWA se puede acceder al Modelo CyanoTOX de Hazen-Adams, el cual permite evaluar la implementación y el impacto de varios oxidantes bajo diferentes condiciones de pH, tiempos de reacción y concentraciones de cianotoxinas:

<https://www.awwa.org/resources-tools/water-knowledge/cyanotoxins.aspx>

En la siguiente tabla se resumen las tasas relativas de reacción como rápida (<10 min para alcanzar el 90% de oxidación), media (<100 min para alcanzar el 90% de oxidación) y lenta (>100 min para alcanzar el 90% de oxidación). Tomando en cuenta que la remoción real va a depender de la dosis del oxidante, tiempo de contacto, temperatura y pH.

	Microcistina	Anatoxina-a	Cilindrospermopsina
Cloro	Medio	Lento	Rápido
Ozono	Rápido	Rápido	Rápido
Cloramina	Lento	Lento	Lento
Dióxido de cloro	Lento	Lento	Lento
Procesos avanzados de oxidación (radical oxidrilo)	Rápido	Rápido	Rápido
Permanganato	Medio	Rápido	Lento

Tabla 3-4: Inactivación de cianotoxinas por oxidación @ 20°C y pH=7

- Cloro

El cloro ha jugado un papel fundamental en la desinfección de agua potable durante más de 100 años. Ha sido investigado y puede ser utilizado como tratamiento auxiliar para cianotoxinas debido a su moderada/alta tasa de reacción. Sin embargo, con el uso de cloro libre y potencialmente mayores tiempos de contacto y/o dosis mayores necesarias para oxidar cianotoxinas, deberá existir un balance entre la formación de DBPs, lograr una adecuada desinfección y el control de cianotoxinas. Es muy

importante entender exhaustivamente como el pH, la temperatura y el tiempo de contacto impactan en la degradación de cianotoxinas, así como también tendrán efectos en la eficiente desinfección y eventual formación de DBPs.

- Dióxido de Cloro

El dióxido de cloro reacciona con la amina y sistemas aromáticos en forma relativamente lenta dependiendo del pH), pero no promueve la formación de halogenados y subproductos orgánicos de la desinfección. Mientras que el dióxido de cloro no promueve la formación de DBPs, produce en cambio clorito de sodio que es un compuesto inorgánico objetable a determinadas concentraciones. En general, la tasa de reacción del dióxido de cloro con cianotoxinas es tan lenta, que por tanto no es considerada una barrera eficiente para la remoción de las cianotoxinas.

- Cloraminas

Las cloraminas tienen un bajo potencial de oxidación, siendo frecuentemente utilizadas para proveer un residual desinfectante estable en el sistema de distribución y para minimizar la formación de DBPs (THMs y HAAs). Las cloraminas no son oxidantes eficientes para control de microcistina, cilindrospermopsina o anatoxina-a. Sin embargo, si se aplica ozono o cloro libre para alcanzar el tiempo de contacto (CT) previo a la adición de amonio, es factible la oxidación eficiente de las cianotoxinas durante dichos pasos dependiendo de la temperatura, pH y tiempo de contacto.

- Permanganato de potasio

El permanganato de potasio reacciona en forma diferente con cada cianotoxina. La reactividad del permanganato de potasio con microcistina MC-LR no es dependiente del pH y ocurre moderadamente rápido (se requieren más de 10 min de oxidación para alcanzar el 90% de remoción). El permanganato de potasio no es reactivo con la cilindrospermopsina, mientras que la reacción entre el permanganato de potasio y la anatoxina-a es rápida, aunque existe una dependencia del pH siendo que la tasa se duplica al pasar de un pH de 8 a 10.

- Ozono

La lisis por oxidación actúa mediante dos mecanismos, ozono y radical hidróxilo. Ambos cuentan con rápidos tiempos de oxidación de cianotoxinas, dependiente del pH, temperatura y dosis.

En general, el ozono es concebido como una barrera muy efectiva para las cianotoxinas en agua potable.

- UV

La lisis por radiación UV no es considerada un método eficiente para control de cianotoxinas a las dosis aplicadas usualmente para desinfección. La absorbancia de la

energía UV puede romper los lazos moleculares sin adición de químicos y por tanto es utilizada para la inactivación de muchos patógenos en agua potable. Diversos estudios sugieren que la microcistina, la anatoxina-a y la cilindrospermopsina pueden ser destruidas por radiación UV en rangos de energía desde 1.530 a 20.000 mJ/cm² que es varios órdenes de magnitud mayor que la implementada en desinfección. Como punto de comparación, las dosis de desinfección se encuentran entre 10 a 40 mJ/cm². Dada la alta dosis requerida, las lámparas de baja a media presión no son recomendadas como un método viable para el tratamiento de cianotoxinas.

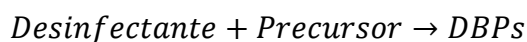
3.3.5. Tratamiento biológico

En los últimos 30 años, los investigadores han estudiado diferentes procesos biológicos como métodos efectivos de tratamiento. Aunque la actividad biológica (desarrollo bacteriano a partir de asimilación de sustratos orgánicos), ocurre a lo largo del tren de tratamiento, la mayoría de los investigadores se han centrado en la actividad biológica a nivel de filtración, especialmente en etapas de filtración rápida. Efectivamente estos mecanismos han sido indicados como eficaces para la remoción/inactivación de microcistina y cilindrospermopsina. Sin embargo, diferencias estacionales en las tasas de remoción y las variables de desempeño a lo largo del tiempo pueden convertir al tratamiento biológico en una opción poco previsible para el control de cianotoxinas.

3.4. Subproductos de la Desinfección (DBPs)

3.4.1. Introducción

La formación de los subproductos de la desinfección (DBPs) se puede resumir a partir de la siguiente ecuación:



Todos los desinfectantes químicos (cloro Cl_2 , monoclорamina NH_2Cl , ozono O_3 y dióxido de cloro), son conocidos por formar varios tipos de DBPs. Los precursores de los DBPs son la materia orgánica natural (NOM) y el bromuro. La formación de DBPs se ve afectada por varios parámetros como ser pH, temperatura, tiempo, dosis y residual.

Los DBPs generados durante pueden ser clasificados como halogenados (resultantes de la cloración y ozonización), subproductos de la oxidación (resultantes de la ozonización) y subproductos inorgánicos (producto de la aplicación de dióxido de cloro).

A continuación se listan los principales compuestos de cada subgrupo:

- Subproductos halogenados: Trihalometanos (THMs), Ácidos Acéticos Halogenados (HAAs) y los Haloacetónitrilos (HANs).
- Subproductos de oxidación: Aldehídos, Ácidos Carboxílicos y Bromato (BrO_3^-).
- Subproductos inorgánicos: Clorito y Clorato.

La siguiente tabla lista algunos de los principales DBPs que han sido identificados como resultado de la cloración, cloraminación, ozonización y desinfección con dióxido de cloro.

DBP Class	Individual DBPs	Chemical Formula
Trihalomethanes	Chloroform	CHCl_3
	Bromodichloromethane	CHCl_2Br
	Dibromochloromethane	CHClBr_2
Haloacetic acids	Bromoform	CHBr_3
	Monochloroacetic acid	CH_2ClCOOH
	Dichloroacetic acid	CHCl_2COOH
	Trichloroacetic acid	CCl_3COOH
	Bromochloroacetic acid	CHBrClCOOH
	Bromodichloroacetic acid	$\text{CBrCl}_2\text{COOH}$
	Dibromochloroacetic acid	$\text{CBr}_2\text{ClCOOH}$
	Monobromoacetic acid	CH_2BrCOOH
	Dibromoacetic acid	CHBr_2COOH
	Tribromoacetic acid	CBr_3COOH
Haloacetonitriles	Trichloroacetonitrile	$\text{CCl}_3\text{C}\equiv\text{N}$
	Dichloroacetonitrile	$\text{CHCl}_2\text{C}\equiv\text{N}$
	Bromochloroacetonitrile	$\text{CHBrClC}\equiv\text{N}$
	Dibromoacetonitrile	$\text{CHBr}_2\text{C}\equiv\text{N}$
Haloketones	1,1-Dichloroacetone	$\text{CHCl}_2\text{COCH}_3$
	1,1,1-Trichloroacetone	$\text{CCl}_3\text{COCH}_3$
Miscellaneous chlorinated organic compounds	Chloral hydrate	$\text{CCl}_3\text{CH}(\text{OH})_2$
	Chloropicrin	CCl_3NO_2
Cyanogen halides	Cyanogen chloride	$\text{ClC}\equiv\text{N}$
	Cyanogen bromide	$\text{BrC}\equiv\text{N}$
Oxyhalides	Chlorite	ClO_2^-
	Chlorate	ClO_3^-
	Bromate	BrO_3^-
Aldehydes	Formaldehyde	HCHO
	Acetaldehyde	CH_3CHO
	Glyoxal	OHCCHO
	Methyl glyoxal	CH_3COCHO
Aldoketoacids	Glyoxylic acid	OHCCOOH
	Pyruvic acid	CH_3COCOOH
	Ketomalonic acid	HOCCOCOOH
Carboxylic acids	Formate	HCOO^-
	Acetate	CH_3COO^-
	Oxalate	OOCOO^{2-}
Maleic acids	2-tert-Butylmaleic acid	$\text{HOCC}(\text{C}(\text{CH}_3)_3)\text{COOH}$
		CHCOOH

Tabla 3-5: Principales DBPs formados durante la desinfección en agua potable

3.4.2. Trihalometanos

Los trihalometanos conforman el grupo de subproductos más difundido y que mayormente se identifica en las reglamentaciones de los distintos países. Se forman a partir de la sustitución de 3 átomos de hidrógeno del metano (CH_4), por átomos de un halógeno (cloro o bromo, y eventualmente yodo).

$$\text{Cloro} + \text{NOM} + \text{Bromo} = \text{THMs}$$

Se pueden formular algunas afirmaciones generales con respecto a los THM en el agua potable clorada:

- La concentración de THM es variable y fluctúa entre un grado no detectable a 1 mg/l o más.
- Los niveles de THM son mayores en el agua superficial clorada que en las aguas subterráneas cloradas.
- La concentración de THM tiende a aumentar con la temperatura, el tiempo de contacto, el pH y especialmente la dosificación de cloro.

- El tiempo de contacto influye más que la temperatura en el aumento de la concentración de THM. Por lo tanto aumenta la concentración de THM con el almacenamiento del agua incluso después del agotamiento del cloro residual, lo cual indica la formación de productos intermedios que conducen a la lenta producción de THM.
- El cloroformo es generalmente el principal componente de los THM y a menudo representa más del 90% de la concentración total de THM (Trihalometanostotales TTHM). Datos reportados de Brasil indican que en aproximadamente el 70% de las plantas de potabilización, el cloroformo representa el 80% de los TTHM, mientras que el tribromometano es raramente detectado, y el dibromoclorometano nunca contribuye con más del 3% de los TTHM.
- La formación de THM se puede reducir al mínimo si se evita la precloración y se recurre a la oxidación con otro agente y a los procesos convencionales para eliminar los precursores orgánicos antes de la desinfección final

Si bien el cloroformo es uno de los principales productos reactivos de la desinfección con cloro, también se forma, aunque en concentraciones mucho menores, durante la desinfección con cloraminas. La ozonización previa a la desinfección con cloro puede reducir la formación con cloroformo, y de trihalometanos bromados.

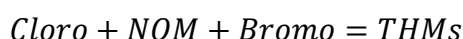
La formación de trihalometanos puede ser ilustrada por la reacción entre el cloro y el propanol, donde este se oxida a tricloropropanol, el cual mediante una reacción de hidrólisis forma cloroformo.

Un parámetro habitual utilizado para evaluar la potencialidad de formación de trihalometanos es el "Potencial de formación de Trihalometanos, THMFP", que corresponde al resultado de la medición de trihalometanos en una muestra de agua, bajo condiciones conocidas. El test puede ser realizado por ejemplo bajo las siguientes condiciones: 30°C, pH=10,5 - 11,2, Cloro residual = 2-3 mg/l, tiempo de contacto = 3 días.

3.4.3. Ácidos halo-acéticos HAAs

Los ácidos acéticos halogenados (HAAs) son el segundo grupo en importancia, luego de los trihalometanos, de subproductos de la desinfección con cloro.

Se forman a partir de la sustitución de átomos de hidrógeno de los ácidos acéticos, por átomos de halógeno (cloro o bromo), al reaccionar la materia orgánica natural con el cloro y el bromo.



Existen tres categorías, el ácido monohalocético, tienen un átomo de halógeno, mientras que los ácidos dihalocético y trihaloacético cuentan con dos y tres halógenos respectivamente.

Ácidos monohalocéticos

- Monocloroacético (CH_2ClCOOH)
- Monobromoacético (CH_2BrCOOH)

Ácidos dihalocéticos

- Dicloroacético (CHCl_2COOH)
- Dibromoacético (CHBr_2COOH)
- Bromocloroacético (CHBrClCOOH)

Ácidos trihaloacéticos

- Tricloroacético (CCl_3COOH)
- Tribromoacético (CBr_3COOH)
- Bromodicloroacético ($\text{CBrCl}_2\text{COOH}$)
- Dibromocloroacético ($\text{CBr}_2\text{ClCOOH}$)

Los valores típicos de los ácidos acéticos halogenados en el agua de suministro clorada varían entre 30 y 150 $\mu\text{g/l}$. Sobre la base de datos limitados, el ácido monocloroacético generalmente está presente en concentraciones menores que 1 $\mu\text{g/l}$, el ácido dicloroacético entre 10 y 100 $\mu\text{g/l}$ y el ácido tricloroacético entre 20 y 150 $\mu\text{g/l}$. La concentración de ácidos acéticos halogenados tiende a disminuir al aumentar el pH.

3.4.4. Efecto de los precursores en la formación de DBPs

3.4.4.1. *Efecto de la NOM en la formación DBPs*

La principal causa de generación de subproductos de la desinfección es la materia orgánica natural (NOM), que se evalúa mediante el carbono orgánico total (TOC), o el carbono orgánico disuelto (DOC).

La absorbancia ultravioleta específica (SUVA) del agua, que es definida como la absorbancia UV (medida en cm^{-1}) dividido por la concentración de carbono orgánico disuelto (DOC), es un buen subrogante del contenido húmico. Las sustancias húmicas tienen mayores valores de SUVA y mayores potenciales de formación de DBPs que las fracciones no húmicas.

Los constituyentes de la materia orgánica que componen el TOC y el DOC, dependen de la fuente. En la mayoría de los ambientes acuáticos, los ácidos orgánicos no volátiles dominan el contenido de DOC, los cuales son considerados refractarios por su lenta degradación en comparación con otras fracciones o clases de materia orgánica. Según Arboleda, toda agua contiene una mezcla heterogénea de sustancias orgánicas no bien definidas, que constituyen la NOM, entre las que se destacan:

Sustancias húmicas

- La fracción húmica de la materia orgánica la forman principalmente el ácido húmico y el ácido fúlvico. Se trata de compuestos bastante heterogéneos y no bien conocidos, constituyen a veces hasta el 50% de la NOM, y son responsables del color de las aguas.
- Algas y su material extracelular, extraídos especialmente de organismos tales como la Anabaena, que por fotosíntesis produce material orgánico, en su mayoría constitutivo del color.
- Vegetación en contacto con las fuentes de agua: hojas, pasto, maderas que al descomponerse introducen compuestos como la lignina, tanino y otras moléculas orgánicas que pueden aparecer como color.

Sustancias no húmicas

- Desagües domésticos que introducen material orgánico, como proteínas, aminoácidos, carbohidratos, entre otros.
- Lixiviados de basuras orgánicas, o cuando estas son descargadas directamente en las fuentes de agua.
- Desechos industriales o agrícolas.

Las sustancias húmicas al estar constituidas por coloides hidrofóbicos, de alto peso molecular, pueden ser removidas más fácilmente que las sustancias no húmicas, que son coloides hidrofílicos.

En los ecosistemas acuáticos, el arrastre por escorrentías de material orgánico, y las fuentes autóctonas, que derivan de la biota (algas, bacterias y macrofitas), contribuyen al TOC y DOC. Este material orgánico es degradado biológicamente por la actividad heterotrófica bacteriana.

En general, aguas cloradas con mayor nivel de materia orgánica natural tiene mayor tendencia a la formación de DBPs, según puede observarse a continuación:

TOC (mg/l)	TTHM (µg/l) (fuente con 0,01 mg/l de bromuros)	TTHM (µg/l) (fuente con 0,8 mg/l de bromuros)
1,10	25	88
1,38	32	135
2,00	40	180
3,25	62	240
4,15	75	242

Tabla 3-6: Efecto del TOC en la formación de THM (Fuente: Xie, "Disinfection By Products in Drinking Water, Formation, Analysis and Control", 2004).

3.4.4.2. *Efecto de las algas en la formación DBPs*

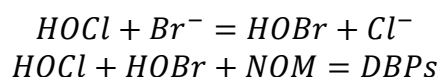
En adición a las sustancias húmicas, las algas pueden ser una fuente importante de generación de subproductos de la desinfección. Hoehn y col. (1980), sostienen que tanto la biomasa como los productos extracelulares de las algas (estos en mayor medida) son capaces de reaccionar con el cloro para formar trihalometanos.

Las algas son fuente de aminoácidos. Trehy y Bieber (1981, en Krasner, 1999) encontraron que la cloración de ciertos aminoácidos, como el ácido húmico, resulta en la formación de aloacetonitrilos (HANs), en especial de dicloroacetonitrilo (DCAN).

3.4.4.3. *Efecto del ion bromuro en la formación DBPs*

La formación de trihalometanos bromados durante la cloración depende de la presencia de bromuros en el agua sin tratar, cuyas fuentes pueden ser la intrusión salina, descargas industriales o derivados de la agricultura.

La química de la formación de subproductos bromados incluyen primeramente la oxidación del bromuro a ácidos hipobromoso (HOBr), por la acción del ácido hipocloroso (HOCl):



Symons y col. (1993), estudiaron la influencia de la concentración de bromuros en la formación de trihalometanos. Determinaron que cuando la relación de bromuros a cloruros (moles de Br-/moles de Cl-) aumentó de 0,00026 a 0,0465, la relación de trihalometanos bromados (THM-Br) a cloroformo (CHCl₃), aumentó de 0,53 a 2,56.

Amy, Tan y Davis (1991, en Krasner, 1999), determinaron que mientras que el ácido hipocloroso es un oxidante más efectivo, el ácido hipobromoso tienen más avidez por la sustitución de los átomos de hidrógeno, para dar lugar a la formación de trihalometanos.

Cowman y Singer (1996, en Krasner, 1999), encontraron que el bromo es más reactivo que el cloro en las reacciones de adición y sustitución que forman ácidos acéticos halogenados (HAAs).

El aumento de la concentración de bromuros en el agua conlleva a un aumento de los DBPs bromados y a la disminución de los DBPs clorados.

3.4.4.4. Efecto de los parámetros de calidad de aguas en la formación de DBPs

- Efecto del pH y el tiempo de reacción

Diversos autores determinaron que la formación de cloroformo es mayor a valores elevados de pH. En cambio, algunos HAN y HAAs, reducen su concentración al aumentar el pH.

En la siguiente tabla se observa la influencia del pH en la formación de algunos subproductos:

Subproducto/pH	5	7	9,4
THMs	Menor formación		Mayor formación
DCAA	Similar formación, aunque levemente mayor para pH =7		
TCAA	Similar formación		Menor formación
DCAN	Mayor formación	Formación dentro de 4 horas, luego decae	Menor formación

Tabla 3-7: Efecto del pH en la formación de DBPs (Fuente: Krasner, 1999).

La formación de trihalometanos se ve favorecida con el tiempo de contacto, por lo que en general se detectan mayores concentraciones en los sistemas de distribución que en la salida de las plantas de potabilización.

Parámetro	Planta 1 (*)		Planta 2 (**)		
	Salida Planta	Sistema de Distribución	Ingreso a los Filtros	Salida Planta	Sistema de Distribución
pH	8,0	7,9	7,3	9,0	9,0
THM (µg/l)	44	50	38	39	44
HAAs (µg/l)	40	46	34	39	44
HANs (µg/l)	6,3	7,7	5,0	1,5	0,5

Tabla 3-8: Efecto del pH y el tiempo de reacción en la formación de DBPs en dos sistemas que utilizan cloraminas (Fuente: Krasner, 1999).

(*): Sistema de tratamiento convencional con precloración y poscloraminación, con concentraciones de TOC en el agua bruta y tratada de 4,2 y 2,8 mg/l respectivamente.

(**): Sistema de tratamiento convencional con precloraminación, con concentraciones de TOC en el agua bruta y tratada de 7,7 y 4,8 mg/l respectivamente.

- Efecto de la temperatura

La formación de subproductos de la desinfección se ve favorecida con el aumento de la temperatura del agua.

Los cambios estacionales no solamente traen cambios en la temperatura sino muchas veces en la composición del agua. La disminución de la temperatura durante el invierno se presenta en paralelo con el aumento de las lluvias, las consiguientes

escorrentías y el aumento de las concentraciones de NOM, que pueden favorecer la generación de DBPs.

Durante el verano, al aumentar la temperatura, disminuye la concentración de HOCl, bajando la efectividad de la cloración. Para mantener un residual apropiado se debe aumentar la dosis de cloro, lo que favorece la generación de DBPs.

3.4.5. Procesos de remoción

3.4.5.1. *Generalidades*

Las formas de prevenir la formación de DBPs consiste en remover los precursores o bien en la eliminación de los DBPs luego de su formación, lo cual generalmente es mucho más costoso y técnicamente menos apropiado.

La medición del TOC y de la absorbancia ultravioleta UVA 254 nm son fundamentales para la evaluación de la presencia de precursores de los DBP, altas concentraciones de TOC se relacionan con elevados contenidos de NOM, cuya reacción con el cloro potencia la formación de DBPs (especialmente THMs).

3.4.5.2. *Procesos convencionales de tratamiento*

Los procesos convencionales de potabilización de aguas superficiales, si bien generalmente fueron diseñados para remover contaminantes físicos y biológicos, presentan una relativa eficiencia en la remoción de compuestos orgánicos que pueden dar lugar a la formación de DBPs, dependiendo de las características del agua bruta, del tipo de tratamiento, del coagulante utilizado y de sus dosis.

Desde el punto de vista práctico, la mejor alternativa para la eliminación de sustancias húmicas es mejorar el proceso de coagulación, dado que obligatoriamente se utiliza en las planta potabilizadoras, optimizando el proceso con el objetivo de tener una eficiencia adecuada en la remoción de compuestos orgánicos, evaluados a través de la concentración de TOC, en tanto no se afecta la remoción de turbiedad.

Federico y col. (1999), obtuvieron las siguientes conclusiones de los ensayos de jarras efectuados con agua de la planta de Alto Boa Vista (San Pablo, Brasil), con diferentes coagulantes:

- La remoción de TOC puede ser maximizada conjuntamente con la remoción de turbiedad, dado que el rango de pH para el cual es máxima la remoción de TOC, es efectivo también para la remoción de turbiedad.
- El rango de pH que permite la mayor remoción de TOC se ubica entre 5,8 y 6,3, tanto para cloruro férrico como para sulfato de aluminio.
- El cloruro férrico presentó mejor desempeño que el sulfato de aluminio en la remoción de TOC.

Evaluaciones efectuadas en la Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes durante el año 2003, dieron que mediante los procesos convencionales, antes de la desinfección, se remueve el 60 y 64 % del TOC, según puede observarse a continuación:

Fecha: 6/10/2003	Agua Bruta	Agua Sedimentada	Agua Filtrada	Agua Clorada
Turbiedad (NTU)	18	3,8	0,7	0,8
Color (UPt-Co)	22	<5	<5	<5
Alcalinidad Total (mg/l CaCO ₃)	96	64	62	62
pH	7,7	6,8	6,8	6,8
TOC (mg/l)	5,5	2,4	2,2	2,4
Fecha: 5/11/2003				
Turbiedad (NTU)	12	2,9	0,8	0,8
Color (UPt-Co)	60	<5	<5	<5
Alcalinidad Total (mg/l CaCO ₃)	122	88	86	84
pH	7,9	6,9	6,9	6,9
TOC (mg/l)	7,5	2,9	2,7	2,5

Tabla 3-9: Remoción de TOC en la planta de Aguas Corrientes (Fuente: Jefatura de Tratamiento).

3.4.5.3. *Coagulación acentuada*

El término "coagulación acentuada" ("enhanced coagulation"), se refiere al proceso modificado de coagulación con el objetivo de potenciar la remoción de precursores de DBPs durante la potabilización de aguas. La remoción de materia orgánica natural mediante este proceso, que es altamente efectivo para la remoción de TOC, tanto con sales de aluminio como con sales de hierro, ha sido demostrado por medio de investigaciones de laboratorio y plantas piloto (EPA, Mayo 1999).

La aplicación del proceso de coagulación acentuada implica coagular a valores de pH bajos, lo cual generalmente requiere de post-alcalinización permanente para alcanzar los niveles de pH establecidos en las reglamentaciones de calidad de aguas. Es una alternativa que implica mínimos costos de implementación, eleva los costos operativos por consumo de coagulantes y alcalinizantes, requiere de mayor control del proceso, pero es altamente recomendable para aquellas fuentes con elevado contenido de TOC, en las cuales cualquier otra opción representaría ejecutar inversiones e infraestructura, tales como la preoxidación, biofiltración o adsorción AC.

La tecnología se basa en que la remoción por coagulación de la materia orgánica natural del agua es más efectiva a valores de pH sensiblemente inferiores a los requeridos para la remoción de turbiedad de origen inorgánico.

Para practicar esta técnica de tratamiento se necesitan ciertos requerimientos de manera que:

- Puedan ser alcanzadas las remociones de TOC necesarias sin la adición de excesivas cantidades de coagulante

- Los valores de remoción de TOC exigidos puedan ser alcanzados fácilmente con costos razonables

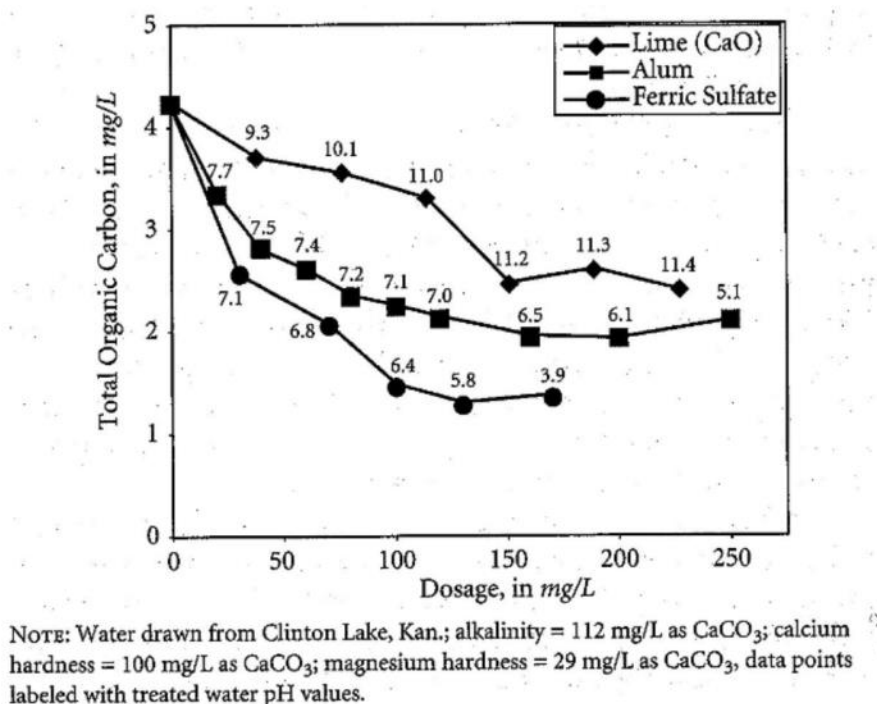


Gráfico 3-8: Resultados del jar-test mostrando los efectos del incremento de coagulante y dosis de Cal en la remoción de TOC.

El proceso fue estudiado por la EPA desarrollando un método estándar, para su implementación en los sistemas de potabilización de Estados Unidos. Dicho método cuenta con dos pasos. El Paso 1 requiere de un porcentaje específico de remoción de TOC, basado en los niveles de TOC y alcalinidad de la fuente de agua. El Paso 2 es aplicable a los sistemas que no puedan cumplir con el criterio del Paso 1, estableciéndose un porcentaje de remoción alternativo (EPA, Mayo 1999).

Según lo dispuesto por la EPA en su reglamentación "Stage 1 Disinfectants and Disinfection Byproducts Rule (DBPR)", los sistemas públicos de agua potable deben implementar el proceso de coagulación acentuada para remoción de TOC si:

- La fuente de agua es superficial o está bajo influencia directa de agua superficial
- El proceso de potabilización es convencional

Requerimientos para la remoción de TOC (Paso 1)

La EPA establece que se requiere de coagulación acentuada para la remoción de TOC, de acuerdo al contenido de alcalinidad de la fuente de agua bruta:

Agua Bruta TOC (mg/l)	Alcalinidad del agua bruta (mg/l CaCO ₃)		
	0-60	60-120	>120
2,0-4,0	35%	25%	15%
4,8-8,0	45%	35%	25%
> 8,0	50%	40%	30%

Tabla 3-10: Remoción requerida de TOC por coagulación acentuada para sistemas convencionales de aguas superficiales (EPA 8, 15-R-99-012, Mayo 1999).

Al ser más eficiente la remoción de NOM en aguas con baja alcalinidad y elevados valores de TOC, la reglamentación se torna más exigente según se observa en el cuadro anterior. Si el coagulante es sulfato de aluminio, el pH óptimo para eliminación de NOM se encuentra en el rango de 5,5 a 6,0. En aguas con elevada alcalinidad, la disminución de pH a un nivel en el cual la remoción de TOC es óptima es más difícil y no puede ser alcanzada con la adición de coagulante solamente, y generalmente requieren de la adición de ácido.

Si la remoción de TOC escalecida en la tabla anterior no puede ser cumplida por razones estrictamente técnicas, relacionadas con la susceptibilidad del agua de la fuente a los procesos de coagulación, deben implementarse los requerimientos establecidos en el Paso 2 (EPA, Mayo 1999).

Requerimientos para la remoción de TOC (Paso 2)

Algunas plantas no logran alcanzar la remoción de TOC especificada debido a las características de la fuente de agua bruta. En estos casos se debe recurrir a ensayos de Jar Test de acuerdo al procedimiento indicado a continuación, para establecer una remoción de TOC requerida alternativa.

Inicialmente debe determinarse el rango de dosis de sulfato de aluminio o equivalente a ser testeado, dosificando dosis crecientes con intervalos de 10 mg/l, sin adición de ácido, hasta obtener el valor de pH correspondiente a la siguiente tabla:

Alcalinidad (mg/l CaCO ₃)	pH objetivo
0-60	5,5
60-120	6,3
120-240	7,0
>240	7,5

Tabla 3-11: Valores de pH de referencia (Fuente: EPA 815-R-99-012; Mayo 1999).

Se debe determinar para cada dosis la concentración de TOC correspondiente.

El valor numérico de remoción de TOC de la curva para el cual la pendiente comienza a ser menor que 0,3/10 (mg/l de TOC por mg/l de sulfato de aluminio), es el valor alternativo de remoción de TOC que debe implementar el sistema, siempre que la pendiente se mantenga menor que 0,30/10 hasta al menos una dosis correspondiente al pH de referencia.

Criterios alternativos de conformidad

Una planta puede cumplir con los requerimientos de coagulación acentuada para remoción de TOC si cumple con cualquiera de los siguientes criterios, y no son necesarios los procedimientos previstos en los pasos 1 y 2:

- TOC de la fuente de agua bruta menor que 2,0 mg/l
- TOC del agua tratada menor que 2,0 mg/l
- SUVA de la fuente de agua bruta menor o igual que 2,0 l/(mxmg)
- SUVA del agua tratada menor o igual que 2,0 l/(mxmg)
- TOC de la fuente de agua bruta menor que 4,0 mg/l, alcalinidad total mayor que 60 mg/l de CaCO₃. TTHM menor que 40 µg/l, HAA5 menor que 40 µg/l en el agua tratada. Esta condición se sustente en que es más difícil la remoción de TOC en aguas con altos niveles de alcalinidad y bajas concentraciones de TOC.
- TTHM menor que 40 µg/l y HAA5 menor que 30 µg/l en el agua tratada, para plantas que utilizan solamente cloración

Durante los últimos 20 años, muchas usinas han modificado su sistema de desinfección y prácticas de formación de DBPs sin incrementar el riesgo de enfermedades microbiológicas, relativamente pocas instalaciones han alterado sus prácticas en el sistema de coagulación para este propósito.

3.4.5.4. Preoxidación

La pre-oxidación es un proceso crítico que puede potenciar o minimizar la formación de subproductos, dependiendo del oxidante utilizado y de la calidad del agua de la fuente.

En el pasado la precloración era una práctica muy utilizada en las plantas de tratamiento para combatir sabores y olores, hierro, manganeso, y controlar el crecimiento de algas dentro de las unidades. Actualmente se intenta evitar este proceso por su incidencia directa sobre la formación de subproductos en aguas con elevado contenido orgánico (Xie, 2004).

Un procedimiento habitualmente utilizado es la aplicación de oxidantes tales como permanganato de potasio, peróxido de hidrógeno, dióxido de cloro u ozono, para oxidar los precursores de DBPs y posteriormente utilizar cloro con fines de desinfección. Otra alternativa, es oxidar después de la coagulación, sedimentación y filtración, lo cual baja la demanda de oxidante y reduce la formación potencial de DBPs (ENOHSA, 2000).

Los siguientes datos corresponden a dos trenes de tratamiento llevados a cabo en la misma planta de Pennsylvania, en uno de los trenes se utilizaba precloración por requerimientos de desinfección, mientras que en el otro se cloraba el agua sedimentada (intercloración), previo al ingreso a los filtros.

Subproducto	Con Intercloración	Con Precloración
Cloroformo	50	157
Trihalometanos Totales	62	168

Tabla 3-12: Efecto de la precloración en la formación de THM (Fuente: Xie; 2004).

Con las dosis habitualmente empleadas los oxidantes alternativos tienen poco impacto en la concentración de NOM, pero en general se cumple que los mismos reducen la demanda de cloro (cuando este se utiliza como desinfectante final), bajando el riesgo de formación de trihalometanos y otros subproductos (Xie, 2004).

Por ejemplo, una preozonización de 0,5 mg/l puede disminuir en forma significativa la formación de trihalometanos, de ácidos tricloroacéticos y de dicloroacetoneitrilos, pero tienen poco impacto sobre la formación de ácido dicloroacético (Xie, 2004).

En función de que la calidad del agua influye especialmente sobre la formación de DBPs, el ozono, que en general reduce la formación de THMs, en ciertas condiciones, puede contribuir al aumento de los mismos. Por lo tanto se recomienda el tratamiento individual en cada caso particular, efectuando, si es posible, estudios a escala piloto (ENOHSA, 2000).

La ozonización combinada con los procesos convencionales de potabilización de aguas superficiales puede remover entre un 35-50% de los precursores de THMs (Glaze y Wallace, 1984, en ENOHSA, 2000).

La preoxidación con ozono, dióxido de cloro, peróxido de hidrógeno o permanganato de potasio contribuye también a un desarrollo más eficiente del proceso de coagulación, incidiendo en la disminución de la concentración de NOM en el agua.

3.4.5.5. *Adsorción con carbón activado*

La adsorción con Carbón Activado CA (sea mediante procesos ya descrito con PAC o GAC) constituyen una forma alternativa de remoción tanto de sustancias precursoras de DBPs como la remoción de los propios DBPs luego de formados.

La cantidad de adsorbato que puede acumular en su superficie el CA, es una de las características principales de un adsorbente, que se evalúa mediante la curva de equilibrio entre la masa de adsorbato por unidad de masa adsorbente (q_e), y la concentración de adsorbato de equilibrio en la solución (C_e). Dicha curva se denomina isoterma de adsorción, la cual se describe indistintamente por los modelos de Freundlich o Langmuir (ENOHSA, 2000).

El TOC o DOC se utilizan comúnmente para describir la adsorción de NOM.

El GAC o PAC, son habitualmente empleados en las plantas potabilizadoras para la remoción de olores y sabores, pesticidas, herbicidas y otros compuestos orgánicos sintéticos (Xie, 2004).

El carbón activado puede ser útil para controlar los DBPs a través de la remoción de los precursores (especialmente NOM), o a través de la remoción de los subproductos ya formados, aunque la efectividad de este último caso es menor, particularmente para los THMs (Snoeyink y col., 1999, Xie, 2004).

Acerca de la capacidad de remover DBPs mediante adsorción en AC se han efectuado numerosas investigaciones, algunas menos se han desarrollado con el objetivo de evaluar la capacidad de remover THMs, y pocos trabajos se han publicado en cuanto a la tratabilidad de los HAAs con este proceso (Xie, 2004).

Comparando con otros procesos de tratamiento (coagulación, oxidación), la adsorción en AC aparece como la tecnología más apropiada para el tratamiento de aguas con elevados niveles de precursores de THMs.

Los mejores resultados se logran si el precursor se reduce al mínimo posible por coagulación, previo a la adsorción (Glaze y col., 1984).

En el caso del GAC la remoción de NOM es muy efectiva al comienzo del proceso y disminuye considerablemente a medida que el carbón se agota. La siguiente tabla es un resumen de trabajos efectuados con columnas de GAC a escala real, donde se

observa una efectividad del 54% de remoción de TTHMs a los 22 días y tan solo del 15% a los 50 días, mientras que la efectividad hasta los 10 días de operación se mantuvo casi en el 100%. La adsorción GAC afecta la distribución de especies de los THMs, favoreciendo la formación de bromados (Xie, 2004).

Especie de THMFP	Concentración inicial (µg/l)	Concentración a los 10 días (µg/l)	Concentración a los 22 días (µg/l)	Concentración a los 50 días (µg/l)
CHCl ₃	80	<2	15	49
CHCl ₂ Br	44	<2	22	38
CHClBr ₂	25	<2	26	37
CHBr ₃	2	<2	6	4
TTHMs	151	<2	69	128

Tabla 3-13: Remoción de precursores de THMs en columna GAC (Fuente: Disinfection Byproducts in Drinking Water, Formation, Analysis and Control, Xie, 2004).

La composición de la NOM, que es una mezcla heterogénea de compuestos orgánicos, tiene un efecto significativo sobre la efectividad del proceso. La NOM se compone de fracciones no adsorbibles, moderadamente adsorbibles, y fuertemente adsorbibles, que pueden variar de concentración a lo largo del año (Snoeyink y col., 1999).

Los compuestos no adsorbibles incluyen molecular que son muy grandes para acceder a los poros del carbón activado (por ejemplo polisacáridos), y compuestos hidrofílicos, que prefieren mantenerse en solución a ser adsorbidos (azúcares simples y ácidos) (Snoeyink y col., 1999).

El desempeño de los filtro GAC se puede evaluar a través de la curva de traspaso (breakthrough curve). La fracción de TOC que pasa habitualmente al inicio de la filtración es del 5 al 20%, compuesta por la materia no adsorbible o que se adsorbe muy lentamente en relación con el tiempo de contacto del filtro. Por lo tanto la curva de traspaso se inicia normalmente en un valor de TOC mayor que cero.

Pasado el tiempo, la curva de traspaso se estabiliza en un valor de TOC/TOC₀ típico de 0,6-0,8. La fracción removida en ese punto puede ser atribuida a la fracción de adsorción lenta o al cambio del mecanismo de remoción por adsorción a biodegradación. Es decir que el remanente no adsorbido cuando la curva se vuelve horizontal, es la fracción de TOC biodegradable, o que se adsorbe muy lentamente en relación con el tiempo de contacto del filtro (Snoeyink y col., 1999).

Cuando los poros del AC son pequeños (en el rango de 20 a 500 Å), este material tiene poca capacidad de adsorción de NOM, aunque puede desempeñarse como eficiencia en la adsorción de contaminantes orgánicos sintéticos (SOCs), compuestos habitualmente por moléculas de menor tamaño. En la siguiente figura se observan las curvas de traspaso de dos carbones activados diferentes, en uno de los casos se trata

de un AC con poros de menor tamaño (carbón B), que tiene menor capacidad de adsorción de NOM que el carbón A (Snoeyink y col., 1999).

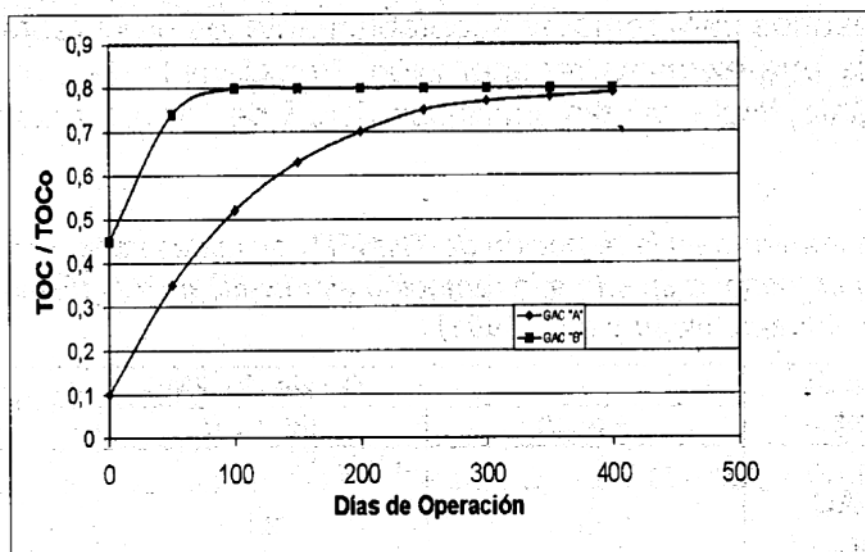


Figura 7.5.2 Curvas de traspaso para dos tipos de carbón activado diferentes (Fuente: Carlson y col., 1994)

Gráfico 3-9: Curvas de traspaso para dos tipo de carbón activado (Fuente: Carlson y col., 1994)

Un factor que afecta el funcionamiento de los filtros GAC es el EBCT ("Empty Bed Contact Time"), siendo proporcional al tiempo que el adsorbato está en contacto con el adsorbente, aunque este es aproximadamente la mitad el EBCT, ya que la porosidad del GAC es del orden de 0,4-0,5.

Al incrementarse el EBCT generalmente se aumenta la adsorción de TOC tal como se muestra en la siguiente tabla, para este caso el filtro con EBCT de 24 min demostró una mejor adsorción de THMFP (Glaze y col., 1984).

Tiempo de operación (días)	Fracción de THMFP remanente	
	EBCT = 12 min	EBCT = 24 min
0	0,08	0,08
10	0,32	0,10
20	0,63	0,20
30	0,72	0,37
40	0,70	0,48
50	0,80	0,50

Tabla 3-14: Efecto del EBCT en las curvas de traspaso de THMFP (Fuente: Glaze y col., 1984).

Jocangelo y col. (1995), observaron que EBCT mayores que 10 a 15 minutos son necesarios para remover aceptablemente los precursores de DBPs sin ser necesaria una excesiva regeneración. Por ejemplo, la planta GAC de Cincinnati (Ohio) Water Works opera con EBCT de aproximadamente 20 minutos.

Secuencia de tratamiento	Dosis de PAC (mg/l)		
	5	50	500
Modo I - Adición de PAC Coag / Floc / Sed / Filt	0	31	84
Modo II - Adición de PAC Coag / Floc / Sed / Cloración / Filt	8	41	77
Modo III - Coag / Floc / Sed Adición de PAC / Cloración / Filt	0	27	90

Tabla 3-15: Incremento en la remoción de THMFP con la dosificación de PAC en distintas etapas del proceso, respecto a la remoción sin dosificar PAC (Fuente: Bench Scale Study in New Orleans, Najm y col., 1991).

La información respecto a la adsorción en GAC para la remoción de HAAs es muy limitada. debido a sus características hidrofílicas, se asume que los HAAs son menos susceptibles a la adsorción. No obstante se han reportado resultados de investigaciones que indican una buena eficiencia para los ácidos dicloroacéticos y tricloroacéticos, superando incluso la eficiencia de adsorción de THMs (Xie, 2004).

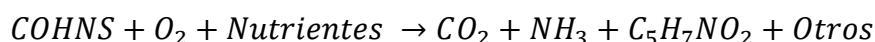
Mediante estudios en columnas GAC se evaluó la capacidad de adsorción de HAAs, para el efluente de una planta potabilizadora en Pennsylvania, que se dosificó con 50 µg/l de ácido dicloroacético. EL GAC fue operado con EBCT de 20 minutos, y se agotó totalmente en menos de 30 días, mientras que la remoción luego de los 45 días de operación, fue producto de la biodegradación del ácido decloracético (Xie, 2004).

3.4.5.6. Biofiltración y ozonización

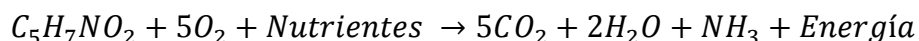
Los beneficios de utilizar los procesos biológicos en potabilización de aguas radican en la capacidad de las bacterias para remover la porción biodegradable de la NOM, convirtiéndola en carbono inorgánico (CO₂) y biomasa (células).

Las reacciones simplificadas que ocurren para los procesos aerobios son las siguientes, considerando la expresión simple de materia orgánica carbonosa (COHNS):

Oxidación y síntesis:



Respiración endógena:



El lugar apropiado para efectuar la remoción de NOM por biofiltración en una planta potabilizadora es en los filtros rápidos pues (Hozalski y col., 1999):

- La baja carga orgánica y la elevada carga hidráulica no son propicias para el tratamiento de la NOM en forma de suspensión.
- El lecho de los filtros ofrece la superficie específica necesaria para el crecimiento bacteriano y formación de biofilm.
- Los costos de adaptar filtros rápidos existentes son mínimos en relación con otras opciones de biodegradación.

Históricamente, los primeros filtros utilizados con este propósito fueron los filtros lentos, donde la capa superior de los mismos, es responsable de la biodegradación de los compuestos orgánicos disueltos.

Incrementando el EBCT en filtros GAC se puede lograr una muy elevada remoción de precursores y DBPs ya formados, por los fenómenos de adsorción y biodegradación. Los aldehídos y ácidos carboxílicos (subproductos de la ozonización) son los principales componentes de BDOC y del AOC (Xie, 2004).

Dichos productos son fácilmente biodegradables, por lo tanto la ozonización seguida de biofiltración es una práctica muy utilizada, ya que remueve los DBPs formados con efectividad (Hozalski y col., 1999, Xie, 2004).

La ozonización se ha demostrado que también incrementa la biodegradabilidad de las sustancias húmicas, pues actúa afectando la distribución de pesos moleculares, incrementando el porcentaje de materia de menor peso molecular, que es más biodegradable. En consecuencia la preozonización favorece el crecimiento biológico de los filtros (Hozalski y col., 1999).

Fuente de NOM	Dosis de ozono (mg O ₃ /mg TOC)	Remoción de TOC (%)		
		O ₃	Biodegradación	Total
DSW	0	s/d	22	22
DSW	1,6	22	27	49
DSW	7,3	26	31	57
Ald HA	0	s/d	0	0
Ald HA	1,3	6	23	29
Ald HA	1,9	24	38	62
Ald HA	1,9	27	41	68
Ana Ex	2,8	s/d	37	37
Ana Ex	0	s/d	34	34
Ana Ex	0	6	25	31
Ana Ex	1,3	25	50	75
FGW	4,3	s/d	21	21
FGW	1,9	7	18	25
FGW	2,7	12	18	30

Tabla 3-16: Efecto de la ozonización en la remoción de TOC por oxidación química y posterior biodegradación para diferentes fuentes de agua (Hozalski y col., 1999).

DSW: Dismal Swamp Water (agua de pantano, sureste de Virginia)

Ald HA: Aldrich Humic Acid (Aldrich Chemical Company, Milwaukee)

Ana Ex: (exudados solubles de cultivos de anabaena en laboratorio)

FGW: Florida Groundwater (Brevard Country, Florida)

La siguiente tabla es el resultado de un estudio piloto de dos biofiltros GAC (Xie, 2004).

	Agua Bruta	Luego de Ozonización	Efluente del filtro GAC 1	Efluente del filtro GAC 2
AOC (mg/l)	8	77	16	18

Tabla 3-17: Remoción de AOC en biofiltros GAC ("Mc Enroe R.L., Preozonation and in-line direct filtration: impact on the bacterial regrowth potencial, M.S. thesis, University of Massachusset, Amherst, 1993", en Xie, 2004).

La coagulación y posterior floculación y sedimentación son procesos que pueden remover hasta el 50% de la NOM medida como TOC, pero no son efectivos para remover la porción de TOC biodegradable, de menor peso molecular, que se refleja en las condiciones de BDOC y AOC (Hozalski y col., 1999).

La biofiltración es un proceso efectivo para la remoción de HAAs. Trabajos realizados por Zhou y col. (2002), se resumen en la siguiente tabla, donde se observa una menor efectividad del proceso en la remoción de ácido tricloracético:

Especie de HAA 5	Afluente	Efluente
Monocloroacético (µg/l)	47,5	<1,0
Dicloroacético (µg/l)	51,0	<1,0
Tricloroacético (µg/l)	45,0	7,5
Monobromoacético (µg/l)	42,5	<1,0
Dibromoacético (µg/l)	46,5	<1,0

Tabla 3-18: Remoción de HAAs en biofiltros GAC (Zhou Haojiang, Xie Yuefeng F., "Biologically active carbon for HAA removal: part I, batch study", Journal AWWA, 2002).

En cambio, la biofiltración en general no es un proceso apropiado para la remoción de THMs, ya que remueve los DBPs en forma selectiva, en función de sus capacidad de biodegradación (Xie, 2004):

Subproducto	Afluente	Efluente
THM4 (µg/l) *	36	39,5
HAA6 (µg/l)**	52	7,5
Hidrato de cloral	5	<1

Tabla 3-19: Efecto de la biofiltración en la especiación de DBPs (Xie Yuefeng F., no publicado, 2002, en Xie, 2004).

Los factores que afectan la efectividad de la biofiltración son: la fuente de NOM y sus características, la dosis de preozonización si existe, el EBCT, el método y la frecuencia de retrolavado, el tipo de medio filtrante, y la temperatura del agua (Hozalski y col., 1999).

Cuando el origen de materia orgánica de la fuente de agua es biomasa de algas y cianobacterias, tiene menor contenido de ligninas, compuestos fenólicos y aromáticos, que la materia orgánica derivada de escorrentías y arrastre de vegetación. En ambos casos la posibilidad de biodegradación en filtros puede ser sustancialmente diferente (Hozalski y col., 1999).

Proceso	Localización	Concentración Afluente	Reducción
Filtros biológicos aireados, lecho superior GAC	Anent Sur Marne, Francia	3,2 mg/l TOC	38%
Lecho fluidificado, escala piloto	Clowick, Gran Bretaña	10 mg/l TOC	10%
Lecho fluidificado, escala piloto	Medmenham, Gran Bretaña	2,8 mg/l de DBO5	29%
Filtración rápida en arena, escala real, preozonización	Mulheim, Alemania	2,9 mg/l TOC	10%
Filtración rápida en arena, escala real	Holanda	23-500 µg/l AOC	3-84%
Filtros GAC biologicamente activos, con preozonización, escala real	Mulheim, Alemania	1,8-2,6 mg/l de DOC	75%
Filtros GAC biologicamente activos, con preozonización, escala piloto	Choisy-le-Roi Francia	2-4 mg/l TOC	30%
Filtros GAC biologicamente activos, sin preozonización, escala real	Jefferson Parish	s/d TOC	30-50%

Tabla 3-20: Experiencias con procesos de remoción biológica de carbono orgánico en plantas de potabilización de aguas (Hozalski y col., 1999).

Ventajas:

- Eficiente desinfectante y oxidante (actúa en buena forma ante contaminantes orgánicos como son geosmina y MIB).
- Baja producción e THMs y HAAs dependiendo de nivel de bromuros en agua bruta.
- Buen inactivador de Crypto y Giardia.
- Buen controlador de olor y sabor.

Desventajas:

- Genera subproductos objetables de desinfección: aldehidos, cetonas, THMs en presencia de bromuros, bromatos, quinonas y peróxidos.
- Residualidad de baja persistencia.
- Alto costo de inversión en instalaciones, así como de operación y mantenimiento.
- Promueve el crecimiento bacteriano por simplificación de materia orgánica compleja en compuestos simples hábiles para asimilación bacteriana.

En función de las consideraciones anteriores, la práctica de uso del ozono se recomienda para aguas complejas con contenidos significativos de compuestos orgánicos complejos y sucedida de uso de procesos de adsorción (generalmente Carbón Activado Granular) en formato de uso continuo, de manera de complementar la remoción de compuestos secundarios generados en la propia ozonización y objetables.

Se trata de un proceso de alto costo de inversión y operación, justificable en casos extremos de calidad muy comprometida del agua bruta.

3.4.5.7. Límites establecidos en el agua tratada para subproductos de la desinfección

La EPA recomienda valores máximos de THM de 80 µg/L. En la Tabla 3-21 se presentan los Valores Máximo Permisibles (VMP) para los diferentes Trihalometanos, según Norma UNIT 833/2008. Se puede observar que esta última es menos exigente que la EPA, ya que la suma de los VMP de los THM es 320 µg/L. Además, según esta normativa, se debe cumplir que la sumatoria de las concentraciones de cada compuesto de THM dividido su VMP debe ser menor que 1 (a esta sumatoria se le denomina Índice de THM en los análisis de OSE). También la Norma UNIT 833 establece VMP para Ácidos acéticos clorados (Tabla 3-22).

Parámetro	VMP	Unidad	Método de ensayo	Observaciones
Trihalometanos ^(*)				
Bromoformo	0,1	mg/l	EPA 524.2	
Bromodichlorometano (BDCM)	0,06	mg/l	EPA 524.2	
Cloroformo	0,15	mg/l	EPA 524.2	
Dibromodichlorometano (DBCM)	0,1	mg/l	EPA 524.2	
(*) Además se debe cumplir : $\frac{C_{\text{bromoformo}}}{VMP_{\text{bromoformo}}} + \frac{C_{\text{BDCM}}}{VMP_{\text{BDCM}}} + \frac{C_{\text{Cloroformo}}}{VMP_{\text{Cloroformo}}} + \frac{C_{\text{DBCM}}}{VMP_{\text{DBCM}}} \leq 1$ donde : C es la concentración determinada para cada compuesto según corresponda, expresada en mg/l.				

Tabla 3-21: Valores Máximos Permisibles para Trihalometanos según UNIT 833/2008

Parámetro	VMP	Unidad	Método de ensayo	Observaciones
Ácidos acéticos clorados				
Ácido monocloroacético	0,02	mg/l	EPA 552.1	
Ácido dicloroacético	0,05	mg/l	EPA 552.1	
Ácido tricloroacético	0,2	mg/l	EPA 552.1	
Tricloroacetaldehído (hidrato de cloral)	0,01	mg/l	EPA 552.1	

Tabla 3-22: Valores Máximos Permisibles de Ácidos acéticos clorados, según UNIT 833/2008

3.4.5.8. THM en salida de Planta de Aguas Corrientes y en distribución

De los análisis de laboratorio realizados por OSE, se observa que a la salida de la Planta los THM se encuentran por debajo de la Normativa (Índice de THM menor que 1). Por otra parte se nota un incremento del parámetro en depósitos y redes de distribución, alcanzando registros por encima de lo exigido por UNIT 833.

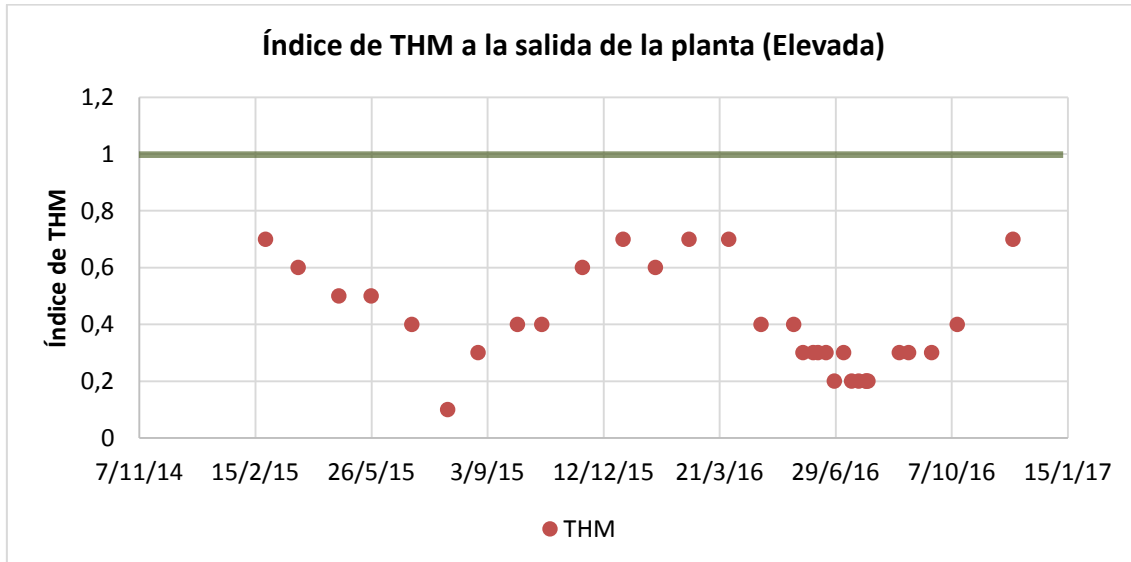
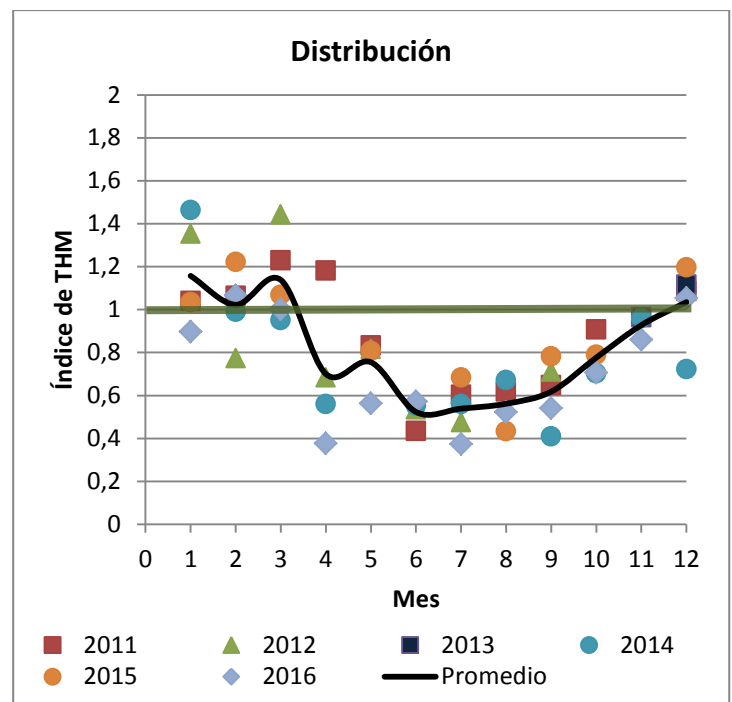
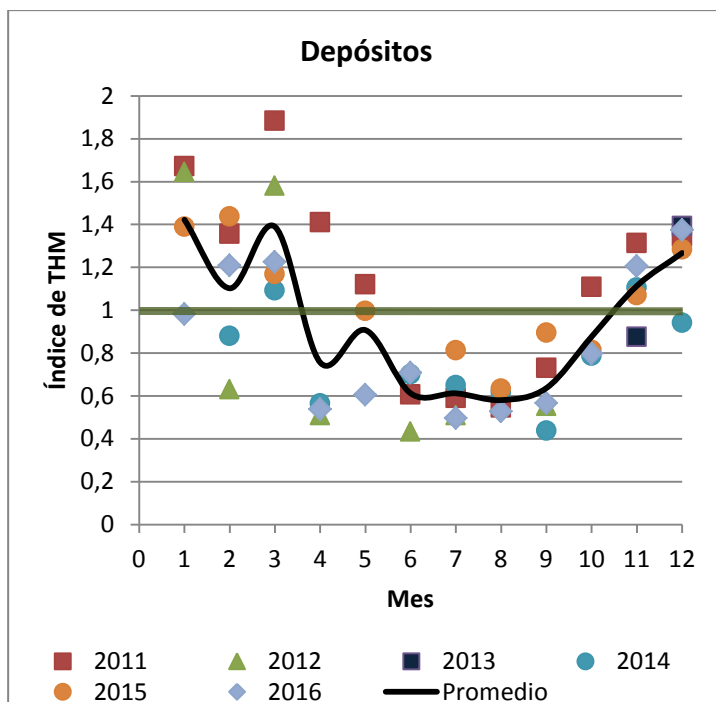


Gráfico 3-10: Índice de THM a la salida de la Planta de Aguas Corrientes

En los gráficos siguientes se observa el índice de THM en depósitos, líneas de distribución y entradas.



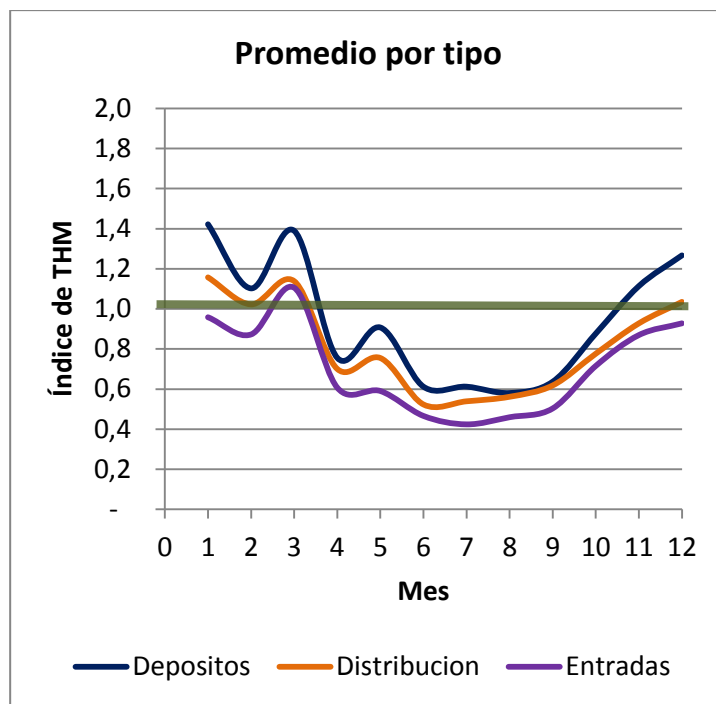
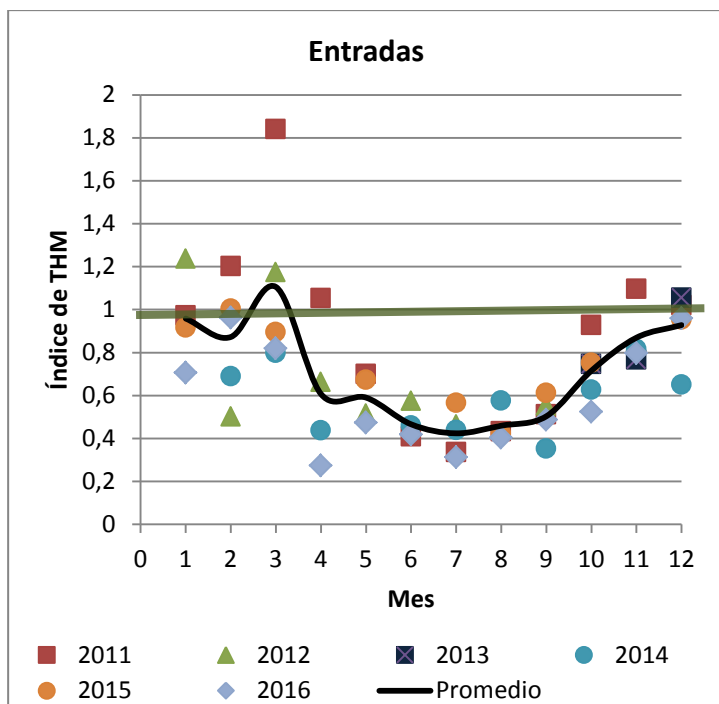


Gráfico 3-11: Índice de THM luego de la salida de la Planta de Tratamiento, en Depósitos, distribución y entradas

3.5. Hierro y Manganeseo

3.5.1. Introducción

Las concentraciones de Fe y Mn del agua superficial raramente exceden 1 mg/l. No se identifica la presencia de Fe y Mn en agua potable como causante de problemas de salud. Estos minerales están asociados primariamente con factores estéticos, como sabor y olor desagradable, problemas domésticos como manchas durante lavado de ropa y en potencialmente muchos otros problemas en diversas industrias. Otro potencial problema es el desarrollo de bacterias de hierro en la red de distribución.

3.5.2. Métodos de remoción

Existen diversos métodos alternativos para la remoción de Fe y Mn en el campo del agua potable, los métodos básicos son:

- Oxidación seguida de clarificación y filtración
- Intercambio iónico
- Estabilización mediante agente secuestrante
- Ablandamiento por cal

En el presente trabajo será discutida la oxidación, pudiendo llevarse a cabo por:

- Aireación
- Cloro
- Dióxido de Cloro
- Permanganato de Potasio
- Ozono

3.5.2.1. *Cloro*

El cloro es comúnmente utilizado en la oxidación de hierro divalente y manganeseo siendo que, a diferencia de la aireación, cuenta con rápidas tasas de oxidación siendo capaz de oxidar el hierro enlazado orgánicamente.

Se requiere aproximadamente 1 mg/l de cloro para oxidar 1,58 mg/l de hierro y 0,78 mg/l de manganeseo.

Las tasas de oxidación son dependientes del pH. Para oxidar hierro en un tiempo entre 15 a 30 min, el pH del agua de proceso debe encontrarse aproximadamente entre 8,0 y 8,3, preferentemente a 8,5. Bajo estas condiciones, el manganeseo tardaría en oxidarse entre 2 a 3 horas. Cuando el agua bruta contiene amonio, la adición de cloro produce la formación de cloraminas. Consecuentemente, la tasa de oxidación se ve reducida. Si se desea reducir la formación de THMs y HAA, la cloración no debe ser empleada como método de oxidación.

Generalmente, el proceso estándar de remoción de Fe y Mn consiste en floculación con aluminio, seguida de clarificación y filtración, la práctica de precloración deja un residual libre de aproximadamente 0,5 mg/l de cloro.

Este proceso forma rápidamente una cobertura de óxidos (dióxido de manganeso, hidróxido de hierro y óxido de hierro) sobre la superficie de los granos del manto filtrante. Una vez que los granos fueron cubiertos, el lecho filtrante es capaz de remover en forma eficiente Fe y Mn mediante la precloración continua.

3.5.2.2. *Dióxido de cloro*

El dióxido de cloro es un fuerte agente oxidante, muy efectivo para la oxidación de compuestos orgánicos de hierro y manganeso. El valor de pH necesario para la oxidación es un factor muy importante en la tasa de reacción y debe encontrarse en un mínimo de 7,0.

Teóricamente 1 mg/l de dióxido de cloro oxidaría 0,83 mg/l de hierro, y la misma cantidad de producto oxidaría 0,41 mg/l de manganeso.

Un aspecto importante a considerar es el costo, el proceso de oxidación por dióxido de cloro es aproximadamente 3 veces más caro que el de oxidación con cloro.

3.5.2.3. *Permanganato de potasio*

El permanganato de potasio es un oxidante fuerte. El tiempo de reacción por tanto es rápido para un amplio rango de pH. El tiempo de oxidación puede ser tan corto como 5 min para Fe y Mn, siempre y cuando el pH se encuentre por encima de 7,0.

La adición de 1 mg/l de producto oxidaría teóricamente 1,06 mg/l de hierro y 0,52 mg/l de manganeso. Si tanto hierro como manganeso se encuentran presentes en el agua bruta, el proceso de oxidación puede ser más costo eficiente si se agrega cloro en forma previa a la adición de permanganato de potasio; el cloro oxida el hierro en forma fácil, dejando el permanganato (producto más caro) para la oxidación del manganeso.

Es conocido en el campo del agua potable, las mejoras en la floculación y sedimentación obtenidas a raíz de la adición de permanganato de potasio en la cabeza de un sistema de potabilización convencional. Este fenómeno se debe al efecto de "siembra" de las partículas oxidadas de Fe y Mn. Bajo estas condiciones, la porción superior del lecho filtrante se cubre rápidamente con óxido de manganeso e hidróxido de hierro de la misma forma que ocurre con el proceso de precloración.

3.5.2.4. *Ozono*

El uso de ozono como medio exclusivo de oxidación de Fe y Mn es poco común, dada la disponibilidad de otros métodos costo eficientes.

Igualmente, la ozonización ha sido una práctica exitosa en Europa para la remoción de Fe y Mn mediante la implementación de procesos convencionales de potabilización acoplados con preozonización. La experiencia ha demostrado que la oxidación excesiva

de manganeso con ozono forma permanganato lo que genera coloración rosada del agua en el depósito de contacto.

En teoría es necesario 1 mg/l de ozono para la oxidación de 2,3 mg/l de hierro y 1,15 mg/l de manganeso.

3.5.3. Límites de Hierro y Manganeso establecidos en el agua tratada

La EPA recomienda límites máximos de 0,3 mg/L de Hierro y 0,05 mg/L de Manganeso. UNIT 833 establece límites de 0,3 mg/L y 0,1 mg/L para Hierro y Manganeso respectivamente.

3.5.4. Hierro y Manganeso en Planta Aguas Corrientes

En Gráfico 3-12 y Gráfico 3-13 se presentan valores de Hierro y Manganeso aportados OSE para la Planta de Aguas Corrientes, para el agua bruta y tratada, durante el período 2013-2016.

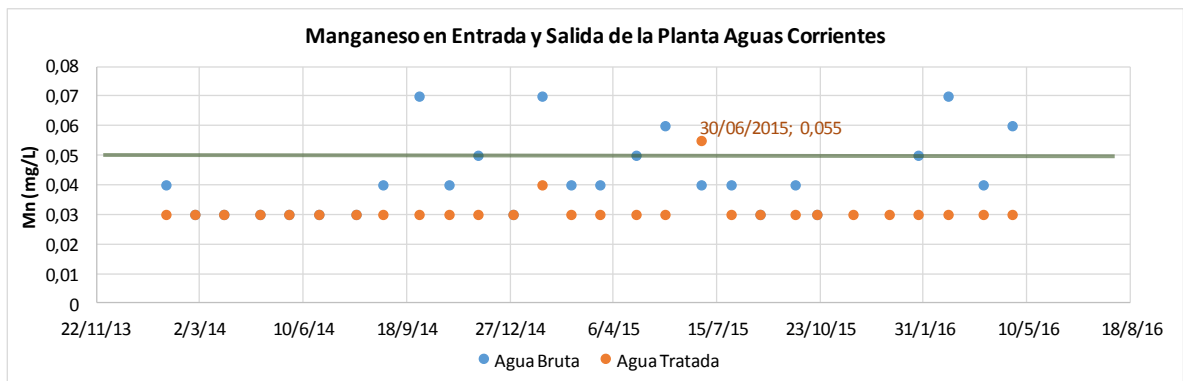


Gráfico 3-12: Manganeso en agua bruta y agua tratada en Planta Aguas Corrientes. Período 2013-2016

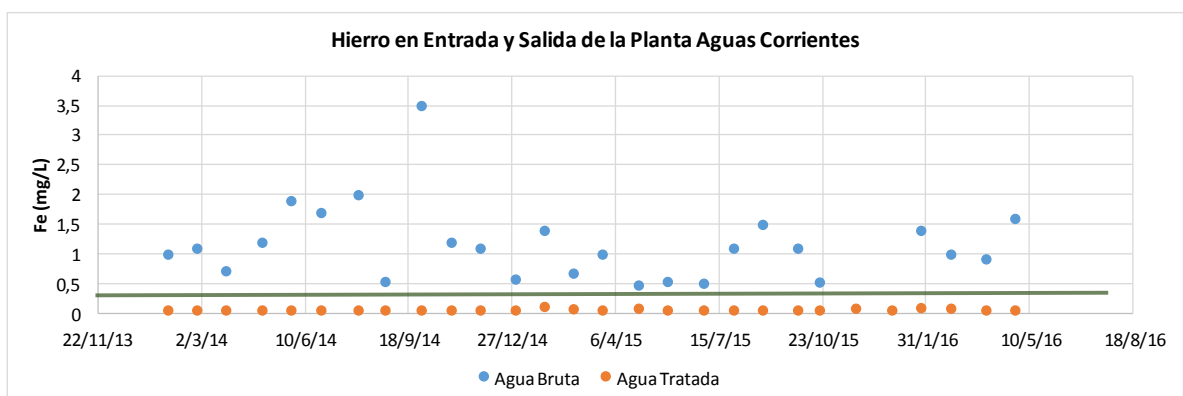


Gráfico 3-13: Hierro en agua bruta y agua tratada en Planta Aguas Corrientes. Período 2013-2016

En el año 2007 se realizó un estudio⁹ mediante un convenio entre OSE y Udelar con el fin de evaluar la procedencia del Manganese en Aguas Corrientes y su posible remoción.

Se concluyó en este estudio que en la planta de Aguas Corrientes el agua elevada a la red presenta niveles de manganese superiores a los deseables para asegurar la calidad organoléptica del agua distribuida a la población. Esta situación no sólo se detecta al medir concentración de manganese del agua elevada, sino que pueden observarse en la planta depósitos de hierro y manganese aguas abajo de los puntos de oxidación, como por ejemplo en: canal de agua sedimentada (aguas abajo del punto de intercloración), filtros y depósito de agua filtrada (luego de la desinfección con cloro).

Se pudo determinar que una parte del Manganese presente en la Planta proviene del agua bruta, principalmente de actividades industriales en la cuenca, y la otra del coagulante utilizado en el proceso de potabilización. En la planta de Aguas Corrientes se utiliza sulfato de aluminio como coagulante, aplicándose dos tipos de sulfato diferentes:

- Sulfato de Aluminio fabricado en planta, a partir de bauxita y ácido sulfúrico
- Sulfato de Aluminio suministrado por la empresa Química Gamma

En ambos casos la materia prima utilizada es bauxita, pero los procesos para fabricación del sulfato de aluminio a partir de ésta son diferentes.

Además, las bauxitas utilizadas como insumo por OSE tienen orígenes y características diferentes. En la Tabla 3-23 se presenta un análisis de caracterización de dos bauxitas diferentes utilizadas en la Planta de Aguas Corrientes. Se puede observar que, además de Aluminio las Bauxitas contienen Hierro y Manganese.

Origen de la bauxita	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	MnO (%)
Bauxita proveniente de Poços de Caldas	54,10	11,50	0,31
Bauxita suministrada por Sulfatos Argentinos S.A.	53,98	7,00	0,11

Tabla 3-23: Características de dos Bauxitas de proveedores diferentes, utilizadas en Aguas Corrientes para la fabricación del Sulfato de Aluminio

Otro de los resultados obtenidos fue que el contenido de Manganese como impureza en el Sulfato de Aluminio brindado por Química Gamma, es menor al presente en el coagulante fabricado en Planta (para el caso de los días estudiados), obteniéndose un promedio de 0,11 y 0,19 (g Mn / 100g Al₂O₃) respectivamente.

Se realizó además en el estudio citado, un balance de Manganese en la planta de Aguas Corrientes para los días 21/11/06, 15/02/07 y 11/06/07, donde se calculó el porcentaje de Mn que proviene del agua bruta y del que proviene del coagulante Sulfato de Aluminio como impureza. En la Tabla 3-24 se presentan los resultados obtenidos.

⁹ Udelar-OSE, 2007. "Remoción de Manganese en agua potable"

Fecha de Muestreo	Mn (ppm) en Agua Bruta	Mn (%) en Agua Bruta	Mn (%) en Coagulante (Sulf. de Alum.)
24/11/2006	0.023	61	39
15/02/2007	0.014	71	29
11/06/2007	0.019	79	21

Tabla 3-24: Aporte de Manganeso vía agua bruta y por vía coagulante

Si bien el aporte del coagulante es inferior al aporte del agua bruta, este puede ser minimizado optimizando el método de fabricación del coagulante, seleccionando el tipo de bauxita utilizada como materia prima, así como limitando el contenido de manganeso en los coagulantes adquiridos por OSE. Sin embargo la reducción de los aportes de manganeso provenientes del agua bruta debido a fuentes difusas y puntuales, es un problema de abordaje mucho más complejo de manejar.

Como conclusión del estudio se propone minimizar el aporte de manganeso vía coagulante, mediante el control de calidad en la bauxita utilizada para la preparación del sulfato de aluminio utilizado en Planta.

3.6. Estrategias de comunicación pública de episodios de olor y sabor

Con el objeto de fomentar la confianza del cliente en el servicio suministrado y evitar la difusión de información errónea, es esencial que la información difundida en los medios durante un episodio de olor y sabor sea generada y publicada por la organización prestadora del servicio.

Los componentes mínimos recomendados que debe incluir la comunicación son los siguientes:

- Explicación de lo sucedido y el motivo de su ocurrencia.
- Notificar sobre la condición de segura del agua suministrada.
- Explicaciones de las acciones que se están realizando para revertir la situación.
- Notificar sobre la duración aproximada del evento.
- Contacto para realización de consultas.

En el Anexo 6.2 se presentan diversos ejemplos de comunicaciones de episodios de olor y sabor.

4. ANÁLISIS Y PROPUESTA DE ACCIONES DE MEJORA Y AMPLIACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LA PTAP DE AGUAS CORRIENTES: INSTALACIONES DE RECALQUE Y PROCESOS BÁSICOS DE CLARIFICACIÓN, FILTRACIÓN, DESINFECCIÓN Y ADSORCIÓN EMERGENCIAL POR PAC

4.1. Introducción

En esta sección del documento se analizan y proponen las acciones básicas de mejora en instalaciones y operaciones, a fin de atender las demandas cualitativas y cuantitativas de la Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes en el horizonte de proyecto (2045) en sus componentes de procesos básicos de tratamiento.

En el Informe Inicial N°1, fueron descritas las instalaciones actuales y sus condiciones de operación, así como las condiciones proyectadas de la demanda.

Se propone en esta instancia abordar el objetivo de mejora y ampliación de la capacidad de la Planta en dos niveles de procesos de tratamientos complementarios:

- Tratamiento de componentes básicos asociado a la remoción del material en suspensión y desinfección mediante instalaciones actuales con las mejoras necesarias (instalaciones de recalque, tratamiento fisicoquímico de clarificación y filtración, y desinfección química). Se incluye en esta categoría la mejora y rehabilitación de instalaciones de dosificación y contacto con PAC (Carbón Activado en Polvo), bajo la pauta de ser proceso de uso emergencial y susceptible de optimización para manejo en el corto plazo. Esta temática es abordada en el presente capítulo 3.
- Tratamientos complementarios extraordinarios asociados a aumentar la capacidad de la Planta para afrontar incidentes especiales de presencia significativa de metabolitos de olor y sabor y/o cianotoxinas, materia orgánica disuelta y eventos de presencia de Fe y Mn. Esta temática es abordada en capítulos 4.

A continuación se presenta un breve resumen de los puntos principales tratados en el Informe N°1 relativos a la Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes y sus capacidades instaladas:

- En el apartado 4.4.1 se realizó la estimación de la proyección de demanda de agua potable al año 2045 para las siguientes 3 hipótesis:
 1. Escenario de máxima demanda (se mantiene el indicador agua facturada / agua elevada) = 836.000 m³/d
 2. Escenario con pérdidas mantenidas hasta el año horizonte de 2045 (se mantiene el volumen total de pérdidas en todo el horizonte de proyecto) = 795.400 m³/h
 3. Escenario con agua facturada más asentamientos igual al 70% del agua elevada = 690.000 m³/h

A partir del valor de pérdidas en producción actual para la planta (9,7%), el caudal de producción pico a fines del período de previsión se estima en 926.000 m³/d).

- En el apartado 4.4.1 se detalló la capacidad actual estimada de las bombas de agua bruta en obras de toma 1 a 3:

1. Obra de Toma N°1: 12.160 m³/h
2. Obra de Toma N°2: 11.000 m³/h
3. Obra de Toma N°3: 17.000 m³/h

Si bien las tuberías de impulsión se encuentran interconectadas, a grandes rasgos las Obras de Toma N°1 y 2 alimentan a planta Sur con una capacidad aproximada de 23.200 m³/h y la Obra de Toma N°3 alimenta a planta Norte con una capacidad teórica máxima aproximada de 17.000 m³/h.

- En el apartado 4.4.2 se detalló la capacidad actual y máxima estimada de las principales unidades de potabilización:

1. Sedimentadores Horizontales: 20.000/24.000 m³/h
2. Floccodecantadores de alta tasa: 12.000/12.000 m³/h
3. Filtros de manto único: 25.000/25.000 m³/h
4. Filtros bicapa: 10.000/15.000 m³/h

- En el apartado 4.4.2 se detalló la capacidad actual de bombas y líneas de agua potable:

1. 1ª línea de bombeo: 650 m³/h
2. 4ª línea de bombeo: 8.500/12.000 m³/h
3. 5ª línea de bombeo: 8.000/11.000 m³/h
4. 6ª línea de bombeo: 6.500/10.000 m³/h

Alcanzando una capacidad total aproximada de aducción de agua potable de 33.650 m³/h.

Por otra parte y del análisis de crecientes máximas del Río Santa Lucía realizado en el trabajo *"ESTUDIO DE VIABILIDAD AMBIENTAL DE LOCALIZACIÓN DE UN PROYECTO DE MONO- RELLENO PARA LA DISPOSICIÓN FINAL DE RESIDUOS SÓLIDOS DEL TRATAMIENTO DE POTABILIZACIÓN DE LA USINA DE AGUAS CORRIENTES"* se concluyó que el nivel máximo alcanzado para un período de retorno de 100 años es de 12,98 m relativo al cero oficial.

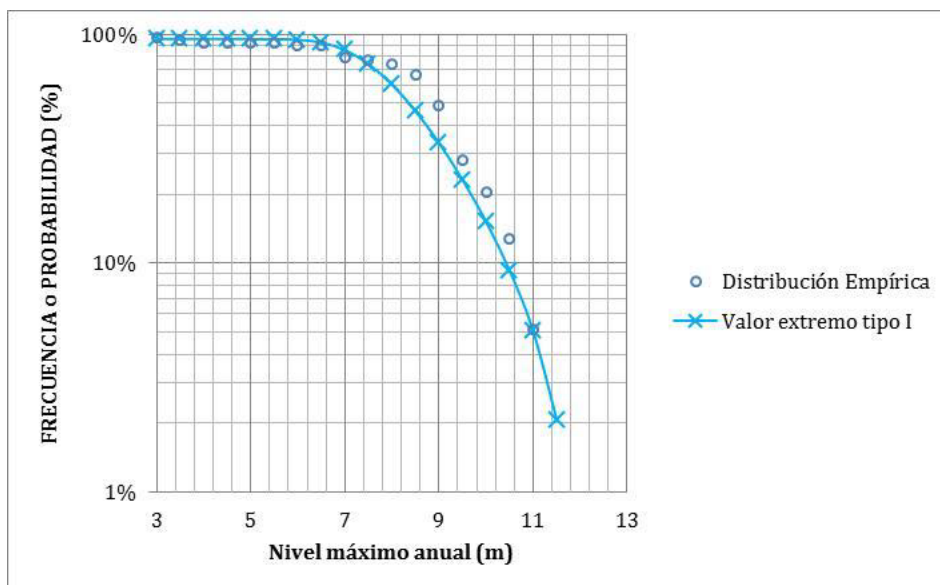


Gráfico 4-1: Ajuste de probabilidad según Función de valor extremo tipo I, Estación 133.0.

Valor (m) Cero Aguas Corrientes	Valor (m) Cero Oficial	Frecuencia (EVI)	Tr (años)
11,62	12,98	1,0%	100,0
11,48	12,84	2,0%	50,0

Tabla 4-1: Niveles de crecida para 50 y 100 años de recurrencia, Estación 133.0.

4.2. Análisis y propuesta de acciones de mejoras tendientes al incremento cuantitativo y cualitativo de la capacidad de la Planta.

4.2.1. Introducción

A los efectos de lograr una mayor comprensión de los procesos de potabilización involucrados y sus distintas unidades, se presenta a continuación un flujograma de la Planta de Aguas Corrientes, donde se han indicado los puntos de aplicación de químicos relevados en sitio y la capacidad de cada tren de tratamiento.

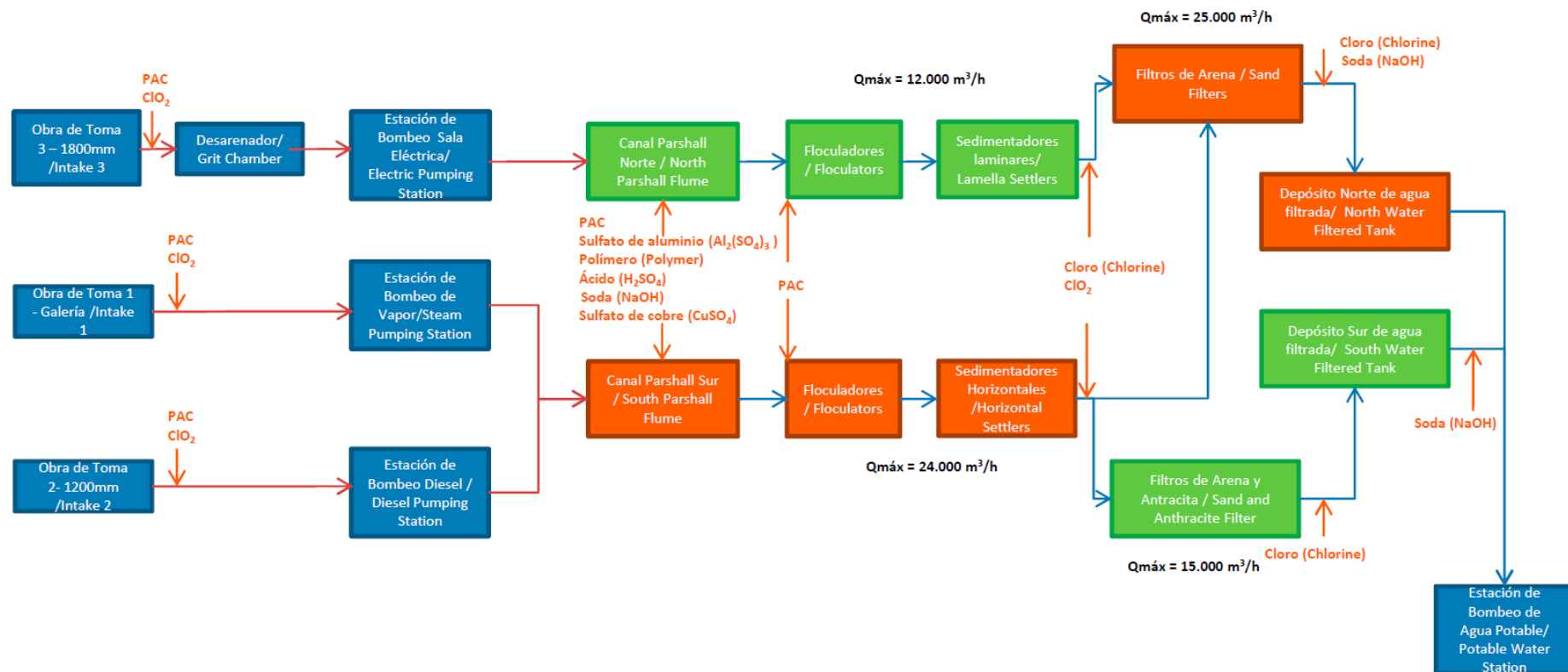


Gráfico 4-2: Flujograma de procesos de la Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes.

4.2.2. Identificación de oportunidades de mejora en instalaciones de tratamiento existentes y análisis básico de capacidades actuales

El Equipo Consultor participó de varias visitas en conjunto con el equipo técnico de OSE a los efectos de identificar oportunidades de mejora, que son considerados en el planteo de acciones de ampliación y rehabilitación desarrolladas en este capítulo.

Sigue a continuación un listado distintas particularidades observadas susceptibles de ser atendidas:

Sedimentadores Convencionales

- a) Presencia de contenido de flóculos suspendidos en canales de salida de líquido clarificado, a diferencia de las nuevas unidades de sedimentación laminar.



Figura 4-1: Resuspensión de lodo y escape de flocs en clarificado.

Floccodecantadores

- b) Se observan deficiencias en el sistema hidráulico de mezcla rápida (resalto por cambio de pendiente), por lo que se utiliza el canal de by-pass para la dosificación de productos químicos.
- c) Considerable disminución del tamaño de flóculos entre la segunda etapa de floculación mecánica y la pantalla de distribución de agua floculada, indicativo de ocurrencia de gradientes elevados con consiguiente ruptura de flóculos.

Filtros de Arena Batería Norte

- d) El sistema se encuentra con 2 unidades fuera de servicio de un total de 20 unidades, debido a la rotura del falso fondo Wheeler.
- e) Se observa pérdida de manto filtrante hacia el falso fondo en algunas unidades.
- f) Se observa una distribución desigual del agua de lavado de filtros, atribuida a la pérdida de sección de flujo en falso fondo, debida a la intervención de refuerzo estructural en ala sur de filtros de arena. Como consecuencia de esta anomalía, se dificulta el lavado del tercio final de cada unidad filtrante, con formación de bolas de lodo en el punto más alejado al ingreso del agua de lavado. Esta circunstancia se agrava al ser filtros de lavado solo con agua, con lavado superficial.
- g) En la operación de lavado superficial, el nivel observado de agua sobre manto de arena es elevado, lo que reduce la efectividad de esta aplicación.
- h) La batería de filtración no cuenta con medidores de turbiedad en línea para cada unidad, lo que impide un control más preciso de las carreras de filtración.



Figura 4-2: Izquierda - Falla en falso fondo. Derecha - distribución desigual de agua de lavado.



Figura 4-3: Izquierda - Formación de bolas de lodo. Derecha - altura de agua en lavado superficial.

Depósito Norte de Agua Filtrada

- i) El punto de aplicación de alcalinizante se ubica a la entrada del agua filtrada al depósito del depósito, lo que reduce la eficiencia en el proceso de desinfección, siendo que la efectividad del HClO es mayor a pH relativamente bajo (condición de agua filtrada).
- j) No cuenta con tabiques deflectores que incrementen el tiempo efectivo de contacto en el depósito.

Instalaciones de dosificación de Carbón Activado en Polvo

- k) Los tiempos de contacto disponibles en canalizaciones de conducción de suspensión de PAC entre puntos de aplicación y cámaras de mezcla rápida para coagulación (intervalo de mayor eficiencia para contacto), son relativamente reducidos lo cual reduce la eficiencia en el uso del reactivo.
- l) Los puntos de aplicación de suspensión de PAC a la entrada de canales de gravedad de entrada de agua bruta, no aseguran las mejores condiciones de dispersión de la mezcla.

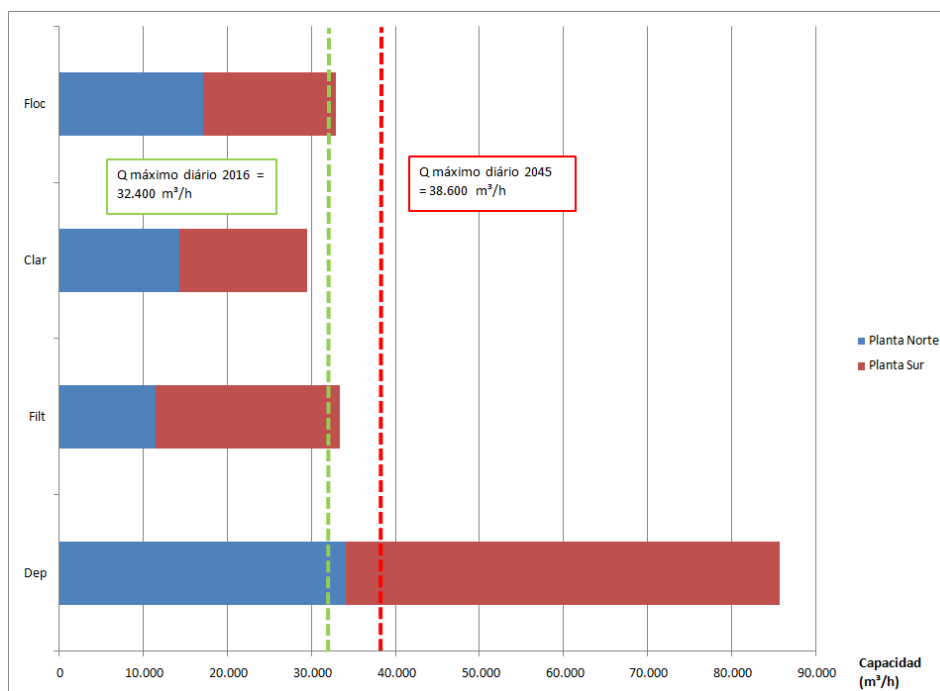
Como fuera indicado en el Informe N°1 inicial, para las condiciones actuales, la capacidad de producción de las unidades de clarificación se estima en condiciones normales en aproximadamente 800.000 m³/d, valor que considera la atención a circunstancias de mantenimiento y limpieza de unidades (sedimentadores y filtros). Esta capacidad se ubica aproximadamente 125.000 m³/d por debajo de la máxima capacidad de producción proyectada a final del período y sujeta a la evolución de la demanda para fin de período (2045), estimada en aproximadamente 926.000 m³/d (se agregan consumos propios de la Planta al escenario de máxima demanda proyectada).

No obstante, se considera posible incrementar dicha capacidad de producción actual para las prestaciones básicas de clarificación y desinfección, con intervenciones de naturaleza menor en las mismas unidades existentes y sin perjuicio de las instalaciones complementarias que puedan surgir de las instancias siguientes del Estudio para tratamientos especiales.

Se ha procedido a realizar la evaluación de los parámetros operativos de la Planta para cada proceso, para los caudales máximos diarios demandados al año 2016 y al 2045 (760.000 y 926.000 m³/d respectivamente), obteniendo los siguientes resultados:

Sector	Año 2016	Año 2045	Valor recomendado Estándar
Floculadores en Planta Sur			
TRH (min)	24	19	30
Floculadores en Planta Norte			
TRH (min)	29	29	20
Sedimentadores Horizontales			
Tasa de sedimentación (m ³ /h/m ²)	1,2	1,6	1,2
TRH (min)	3,0	2,3	4,0
Velocidad transversal (m/h)	23,4	31,2	36
Carga de vertederos (m ³ /h/m)	142,3	189,3	250
Sedimentadores Laminares			
Tasa de sedimentación (m ³ /h/m ²)	4,0	4,0	4,8
TRH (min)	1,2	1,2	
Filtros de Arena			
Tasa de filtración (m ³ /h/m ²)	7,2	7,9	7,2
Filtros de Arena y Antracita			
Tasa de filtración (m ³ /h/m ²)	12,5	18,1	14,4
Depósito de Contacto Norte			
Tiempo de contacto efectivo (min)	14,5	10,6	
CT	16,0	14,6	
CT 4-log	6,8	6,8	
Depósito de Contacto Sur			
Tiempo de contacto efectivo	21,1	14,6	
CT	23,2	16,0	
CT 4-log	13,7	9,4	

En el gráfico siguiente se exponen los valores de demanda, conjuntamente con las capacidades de diseño de cada una de las unidades fundamentales de tratamiento:



Como resulta del gráfico anterior:

- A excepción del proceso de clarificación, actualmente las unidades cumplen la demanda de producción requerida, encontrándose los procesos de floculación y sedimentación muy cercanos al límite para los parámetros de diseño recomendados.
- A excepción de los depósitos de contacto para desinfección, las instalaciones de clarificación y filtración no cubren la demanda proyectada a fin de período de previsión.

Expuestas las anomalías y/o oportunidades de mejora identificadas en instancias de visita y los requerimientos de ampliación de capacidad con objeto de cumplir con la demanda al año 2045, se presentan a continuación los principales intervenciones propuestas:

- **Incremento del tiempo de contacto en proceso de adsorción por carbón activado en polvo PAC y mejora en las instalaciones de preparación, transporte y mezcla inicial.**
- **Conversión de módulos 3, 4 y 6 de sedimentación convencional en unidades de clarificación laminar con el objetivo de alcanzar la capacidad máxima de clarificación bajo tratamiento semejante al de floccodecantadores nuevos.**
- **Conversión de filtros de arena en Batería Norte, en unidades bicapa (arena y antracita) con lavado mediante agua y aire.**

Como puede observarse, dichas intervenciones tienden a unificar las tecnologías de potabilización de la usina facilitando la operación del proceso principal así como el manejo derivado de los lodos.

4.3. Descripción y justificación de obras y acciones de ampliación y rehabilitación instalaciones de transporte, clarificación, filtración y adsorción emergencial con PAC.

4.3.1. Ampliación de instalaciones de bombeo de agua bruta y tratada

Siendo que la capacidad de producción de planta Norte (floccodecantadores) es de 12.000 m³/h, operándose actualmente en su máximo y sin posibilidad de ampliación, se propone incrementar la capacidad de las unidades de sedimentación de Planta Sur a través de su conversión a unidades de decantación laminar para alcanzar una producción máxima de 30.500 m³/h, superando entre las dos unidades lo requerido a fin de período (38.600 m³/h).

La nueva obra de toma N°4 y canal de mezcla de planta Sur, contarán con una capacidad máxima de 30.000 m³/h y por tanto no será necesario el incremento de capacidad de las instalaciones de bombeo de agua bruta.

En lo que respecta al agua tratada, la capacidad actual del sistema de bombeo (sala diesel y eléctrica) y conducciones (1ª, 4ª, 5ª y 6ª líneas de bombeo) es de aproximadamente 33.650 m³/h, existiendo un déficit de aproximadamente 5.000 m³/h para alcanzar la capacidad final de bombeo requerida al año 2045 de 38.600 m³/h.

Para este incremento se plantea la ampliación de sala diesel, asegurando el funcionamiento de los equipos durante crecidas de período de retorno 100 años, esto salvaguarda de funcionamiento de equipos sobre nivel +12,00 m.

4.3.2. Rehabilitación de instalaciones de adsorción PAC

Las instalaciones actualmente en uso en la Planta, destinadas para el proceso de adsorción mediante carbón activado en polvo PAC, fueron descriptas en el apartado 4.2.2.8 del Informe N°1. Estas instalaciones fueron montadas como respuesta a la necesidad generada por los eventos e incidentes de olor y sabor observados en los últimos 10 años. Las condiciones hoy observadas de frecuencia de ocurrencia de incidentes de presencia de metabolitos de olor y sabor, y/o eventualmente presencia de cianotoxinas, y fundamentalmente la presencia de niveles intermedios significativos de materia orgánica (valores observados de TOC entre 4,0 y 12,0 mg/l) en condiciones propiciatorias para formación de subproductos de desinfección, llevan a justificar acciones complementarias de tratamiento de carácter más permanente, e inviables para su manejo mediante el proceso actual de adsorción a través de PAC.

Esta argumentación es la base de la justificación de análisis de procesos de tratamientos especiales que se desarrolla en capítulos siguientes. No obstante, y a los efectos del manejo del corto plazo (horizonte 5 años), hasta tanto se implementen efectivamente acciones de tratamientos especiales definitivas, es necesario disponer y optimizar las actuales instalaciones con vistas a maximizar las capacidades de manejo de eventos especiales.

Como se mencionara en la introducción al tema, la mejora en la capacidad actual de adsorción por PAC supone intervenir en las condiciones de mezcla y aumentar el tiempo de contacto.

En la siguiente tabla se presentan valores de cálculo del tiempo de contacto en conducciones de obra de toma y unidades de floculación, discriminado por sector de tratamiento:

	Planta Norte	Planta Sur
Agua Bruta	1,3 min	6,7 min
Floculadores	19,2 min	28,3 min

El lugar recomendado para la aplicación eficiente del producto sería inmediatamente luego de la impulsión de bombas de agua bruta, a los efectos de evitar cualquier daño por abrasión en elementos mecánicos de los equipos de bombeo de baja de agua bruta (rotor, voluta, etc.). Por tal motivo y a los efectos de estimar el tiempo de tránsito luego de los equipos de bombeo, se ha considerado la longitud de impulsión en cada caso para una velocidad de flujo media observada de 1,0 m/s.

Como se menciona y justifica en el Capítulo 3.2, para la remoción eficiente de metabolitos de olor y sabor mediante adsorción con PAC, pueden requerirse tiempo de contacto entre 30 a 60 min, dependiendo del metabolito, la calidad del PAC y presuponiendo adecuadas condiciones de contacto. Por tanto, y sin perjuicio de optimizar este parámetro (tiempo de contacto según tipo de PAC) mediante ensayos de jarras, a los efectos de este estudio se han manejado valores de referencia recomendados según bibliografía y experiencia de los Consultores.

A los efectos del presente estudio, se considerará como suficiente un tiempo adicional de contacto para alcanzar en cada caso un tiempo total 30 min previo al proceso de coagulación (canal de entrada a mezcla rápida).

Los principales tipos de PAC disponibles en el mercado internacional son los siguientes:

- Carbón de lignito
- Carbón bituminoso
- Carbón de madera

Cada tipo cuenta con un foco de acción específico dependiendo del contaminante a remover, y por tanto se recomienda el análisis específico en ensayo de jarras para cada caso.

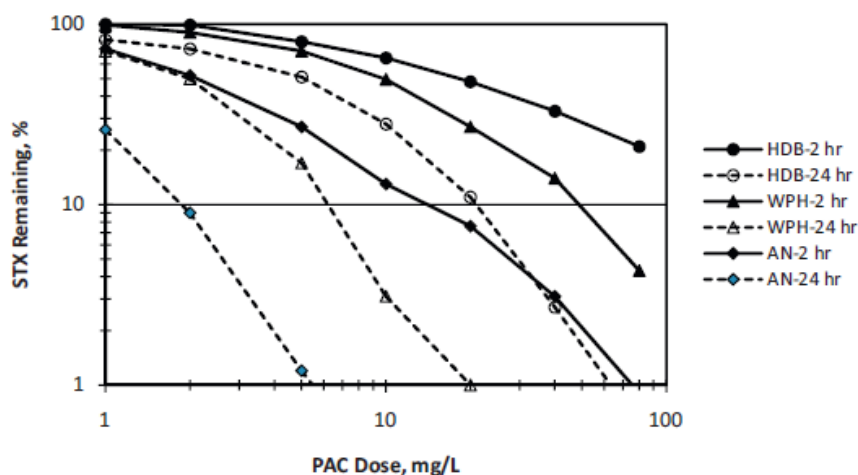


Gráfico 4-3: Ensayos y determinación de curva de remoción de cianotoxinas en distintos tipos de PAC (fuente natural, bituminoso y madera) a pH = 8,2 y tiempos de contacto de 2 y 24 h.

PAC	Source	BET surface area ^a (m ² /g)	BET surface area ^b (m ² /g)
HydroDarco B (HDB)	Lignite coal	507	510
WPH	Bituminous coal	901	1027
AquaNuchar (AN)	Wood	1464	1567

^a Detlef Knappe, North Carolina State University, personal communication.

^b Jain et al. (2004).

Tabla 4-2: Características de los 3 tipos de PAC utilizados en el estudio.

Por otra parte y si bien la dosis también deberá ser objeto de estudio, se entiende que la capacidad actual de dosificación de 100 ppm es suficiente para atender eventos extremos de presencia principalmente de Geosmina en concentraciones muy altas (aprox 1000 ng/l).

Se describen a continuación intervenciones sugeridas en cada uno de los sectores de tratamiento: Planta Norte y Planta Sur.

Planta Norte

Se propone intercalar una unidad de contacto entre la impulsión de agua bruta y unidad de mezcla rápida. La misma se ha previsto sea en material prefabricado (acero vitrificado, acero inoxidable o fibra de vidrio), en virtud de la posibilidad futura de reutilización una vez se implementen acciones definitivas de segunda etapa, sustitutivas del proceso de adsorción por PAC. A estos efectos, se propone construir una derivación en tuberías de acero carbono en DN 1500 mm, desde la actual aductora a floco-decantadores hasta los nuevo tanques de contacto, con retorno en el mismo diámetro en sección previa a la cámara de llegada de agua bruta en unidad de mezcla rápida.

Los principales parámetros de diseño considerados son los siguientes, de acuerdo a pautas de diseño citadas en capítulo 2:

- Tiempo de contacto: 30 min
- Gradiente de velocidad mínimo en zona de contacto: 40 1/s

En el caso de planta Norte el tiempo de contacto en tubería de impulsión es de 1,3 min y por tanto se requiere un tiempo de contacto adicional de 28,7 min para alcanzar los 30 min.

Para esto se proyectan dos (2) depósitos en paralelo de geometría cilíndrica de 2.900 m³ de volumen c/u: diámetro= 20.0 m y una altura útil = 9,00 m.

Cada unidad cuenta dos (2) agitadores sumergibles de 3,7 kW de potencia a los efectos de asegurar condiciones adecuadas de mezcla y contacto.

Dadas las condiciones actuales del terreno y unidades tratamiento, los depósitos se encontrarán prácticamente apoyados sobre el terreno.

Planta Sur

Se intercalará una unidad de contacto entre la impulsión de agua bruta a Planta Sur y la nueva unidad de mezcla rápida proyectada.

A los efectos del diseño de esta unidad, y sin perjuicio de las conclusiones finales a las que arribe el presente Estudio en su fase final, se ha considerado plausible proponer un diseño (iniciativa de técnicos de OSE) de tanque de contacto con la versatilidad de operar en primera instancia al fin específico propuesto y cuyo diseño tuviera contemplada la posibilidad de adecuarse a las prestaciones que exige una cámara de contacto para ozono operando con agua clarificada.

En estas condiciones, el diseño que se propone y expone en láminas H011 , contempla ambos propósitos y comprende las siguientes instalaciones:

- Depósito de hormigón armado de dimensiones externas: 33,10 m de ancho x 65,15 m de longitud y 7,00 m de altura, dispuesto en tres recintos en paralelo y con sendos agitadores. Estos recintos estarán diseñados y con las condiciones estructurales para implantar las estructuras complementarias que permitan transformarlo en futuro tanque de contacto para ozono aplicado al total del agua clarificada a fin de período (Plantas Norte y Sur).
- En el caso de Planta Sur el tiempo de contacto en tubería de impulsión de agua bruta es del orden de 7 min que se agregan a los 30,0 min que resultan del volumen demandado para la futura (eventual) instalación de contacto de ozono para la capacidad total de la Planta.

Dadas las condiciones actuales del terreno y unidades tratamiento, los depósitos se encontrarán en mayor medida enterrados.

4.3.3. Sedimentadores Convencionales

Las unidades actuales de sedimentación horizontal (4 unidades de diferente tamaño), comparten dos unidades de floculación que implican una restricción en la capacidad de proceso.

En efecto, el volumen total ocupado por ambos floculadores asciende a 7.800 m³. Para este volumen dado, la capacidad nominal asociada de 25.000 m³/h, determina un tiempo de retención hidráulico de 17 minutos, valor que puede resultar insuficiente en determinados escenarios de calidad de agua y requerimientos de tipo de flóculo para decantar. Esta circunstancia se agrava ante la necesidad de retirar de operación en forma periódica de unidades de sedimentación a fin de limpieza y retiro de lodos, lo cual restringe y reduce la capacidad de tratamiento en esas instancias (frecuencia mensual de limpieza y duración aproximada de 1 día por unidad acondicionada).

Una alternativa plausible de incremento de la capacidad de producción en unidades de clarificación de Planta Sur, consiste en:

- Ampliación de capacidad de floculación de unidades 3 y 6, incorporando un recinto adicional dentro de la estructura de cada unidad.
- Construcción de nuevo canal de conducción de agua coagulada hacia unidad 4 de sedimentación.
- Transformación de sedimentadores actuales 3 y 6 en sedimentadores con módulos de sedimentación acelerada de flujo vertical. A los efectos de la mejor distribución de agua floculada, se propone la incorporación de ductos triples de desarrollo transversal (superior de agua clarificada, intermedio de agua floculada e inferior de extracción de lodo). Se prevén 10 ductos triples de aproximadamente 20,5 y 23,1 m de longitud (decantadores 3 y 6 respectivamente) y 0,75 m de ancho. El agua floculada se distribuye mediante ducto de sección variable, hacia el sector inferior de los módulos de sedimentación, en tanto el agua clarificada es recogida superiormente mediante canales secundarios sobre los módulos y a su vez recogida en los canales principales en la parte superior de los ductos triples. El lodo sedimentado cae en tolvas inferiores desde donde es retirado mediante purgas hidráulicas por los ductos inferiores.
- Transformación de sedimentador actual 4 en sedimentadores con módulos de sedimentación acelerada de flujo vertical, en igual configuración que modificación de unidades 3 y 6. Se prevén 7 ductos triples de aproximadamente 25,5 m de longitud y 0,75 m de ancho. Se incorpora al inicio del proceso unidades de floculación mecánica de eje vertical.

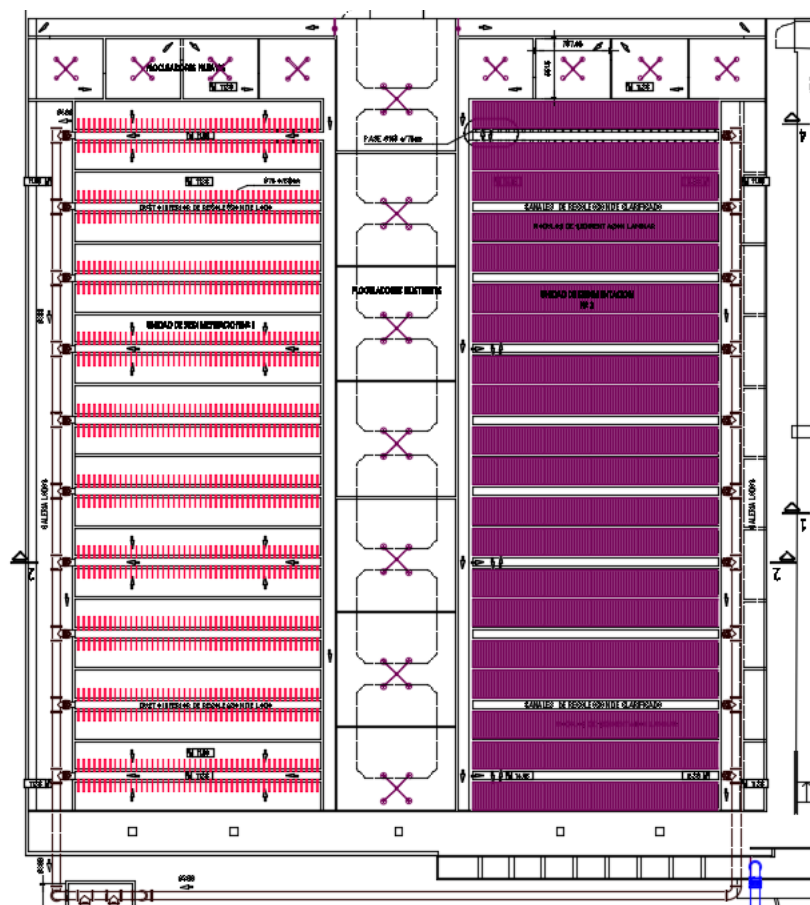


Figura 4-4: Esquema de conversión de sedimentadores convencionales de planta vieja a flocodecantadores (Planta).

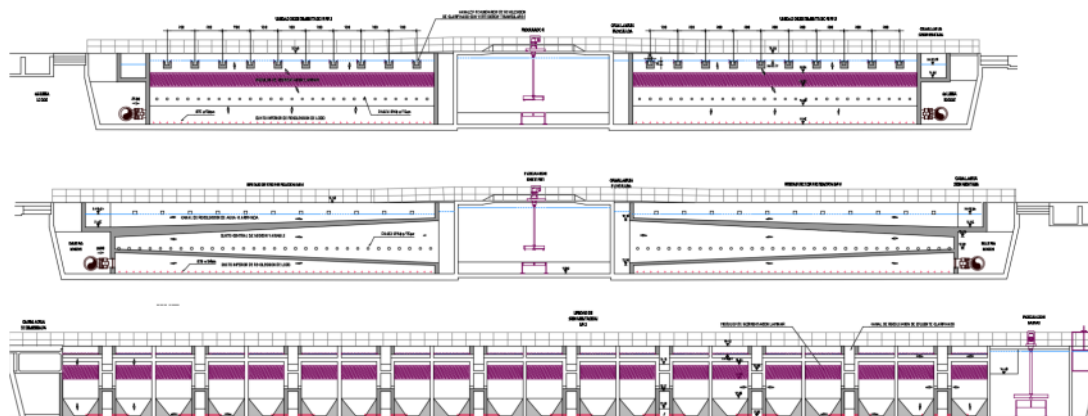


Figura 4-5: Esquema de conversión de sedimentadores convencionales de planta vieja a flocodecantadores (Cortes).

Se fijan las siguientes condiciones principales de diseño:

- Tiempo de retención hidráulico total de Floculación de Unidades 3 y 6 (existente + nuevo): 24 min
- Tiempo de retención hidráulico total de Floculación de Unidad 4: 30 min
- Gradiente hidráulico en floculadores de última etapa de Unidades 3 y 6: 20 - 40 1/s

- Gradiente hidráulico en floculadores de Unidad 4: 20 - 80 1/s
- Tasa de sedimentación efectiva en todas las unidades: 5,0 m³/m²/h

Resulta en estas condiciones:

- Capacidad de tratamiento total de cada una de las unidades 3 y 6 es de 11.250 m³/h (3,125 m³/s) sumada a la capacidad de la unidad 4 de 8.000 m³/h (2,22 m³/s) se alcanza una capacidad total máxima de 30.500 m³/h (8,47 m³/s).
- Cada unidad (3 y 6) se subdivide en 2 módulos de sedimentación, compartiendo el floculador existente, resultando así:
 - Geometría de celdas adicionales de floculación: son 4 celdas por cada módulo de sedimentación (16 en total) de geometría 5,6 m x 7,1 m x 4,50 m.
 - Geometría de los módulos de decantación: son 2 módulos paralelos de sedimentación por cada unidad acelerada (4 en total) de 65 m de ancho y 20,5 m de largo aproximadamente. A su vez cada unidad cuenta con 10 celdas de 6,45 m de ancho.
- La unidad 4 también se subdivide en 2 módulos de sedimentación, resultando así:
 - Geometría de nuevas celdas de floculación interiores: son 12 celdas por cada módulo de sedimentación (24 en total) de geometría 6,75 m x 5,45 m x 4,50 m.
 - Geometría de los módulos de decantación: son 2 módulos paralelos de sedimentación de 45 m de ancho y 25,5 m de largo aproximadamente. A su vez cada unidad cuenta con 7 celdas de 6,45 m de ancho.

Con motivo de reducir la velocidad de pasaje entre etapas de floculación de la unidad existente y consecuentemente también las pérdidas de carga, se propone como medida adicional la ampliación de los pasajes entre celdas mediante recorte (demolición) parcial de estos tabiques.

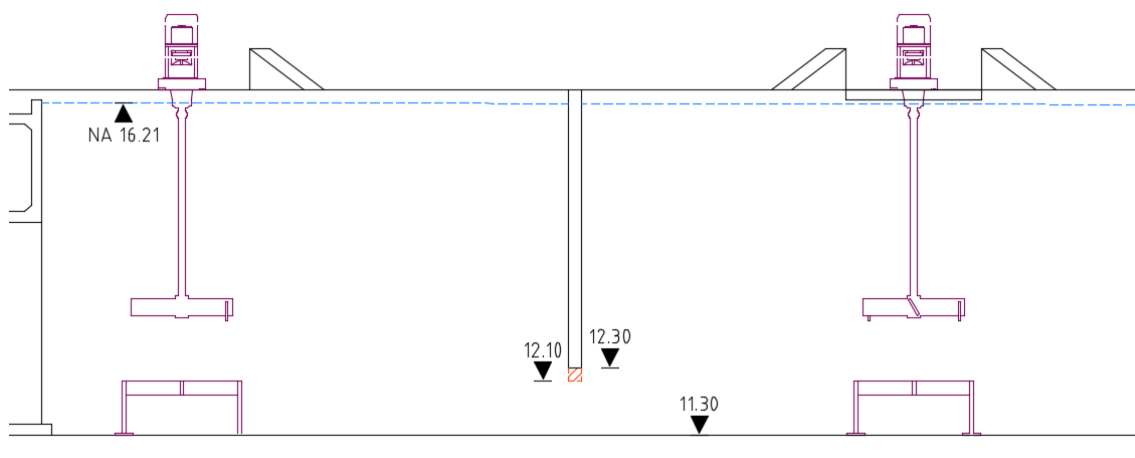


Figura 4-6: Incremento de sección de pasaje entre etapas de floculación existente (Cortes).

Esta intervención permitirá confirmar la capacidad requerida de producción efectiva total de clarificación en planta vieja de 26.600 m³/h (máximo 30.500 m³/h) en forma permanente y continua, con la facilidad de no requerir la interrupción del funcionamiento en ocasión de la limpieza y retiro de lodos, operación que se realiza en forma diaria.

Dada la geometría de la unidad de sedimentación convencional 5 (3,50 m de altura útil), no es factible su conversión a unidades de sedimentación laminar. De todas se plantea su aprovechamiento como tanque de homogenización y regulación de lodos decantados en restantes unidades.

4.3.4. Filtración en Planta Norte

Previo a la consideración de acciones propuestas para la ampliación de capacidad y rehabilitación de la batería Norte, corresponden resaltar las conclusiones alcanzadas luego del análisis preliminar de estado estructural de las instalaciones existentes (ver Anexo 6.4 - Informe de Ing. Estructural):

- Luego de la visita inspectiva, se observa un estado general estructural satisfactorio con afectaciones observables a nivel de revestimientos superficiales interiores de recintos de filtros, presumiblemente asociados a ataque químico del cemento utilizado en los revestimientos superficiales. Sin perjuicio de estudios más profundos propuestos, las deficiencias observadas son subsanables mediante recuperación de superficies.
- La propuesta de rehabilitación y ampliación propuesta en este Estudio para estas unidades no modifica significativamente el comportamiento actual de las estructuras, por lo cual no son necesarias a priori, intervenciones estructurales de significación.

Las siguientes son las intervenciones sugeridas vinculadas con su capacidad de producción ampliada requerida para el horizonte de proyecto:

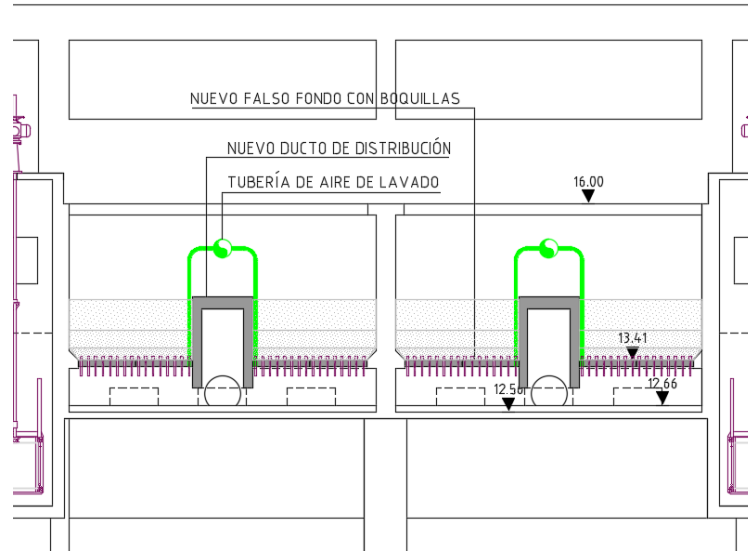


Figura 4-7: Esquema de rehabilitación de filtros de arena (Corte Transversal).

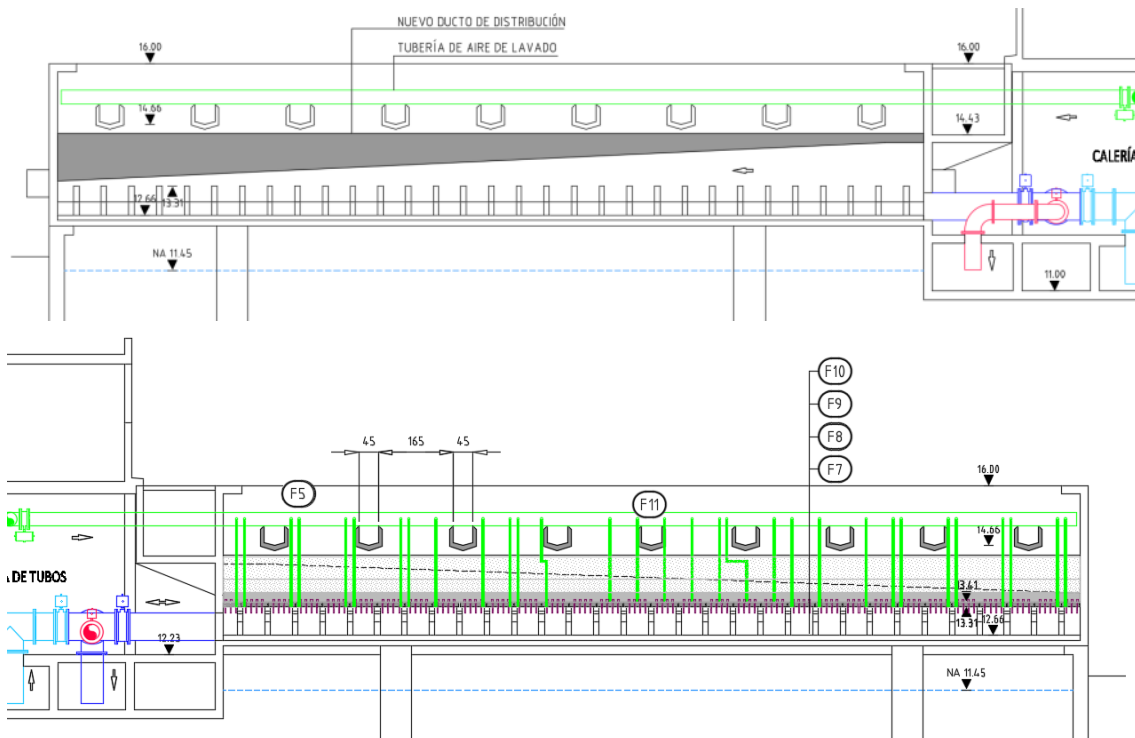


Figura 4-8: Esquema de rehabilitación de filtros de arena (Cortes Longitudinales).

- Generación de ducto central de salida de agua filtrada/entrada de agua de lavado incrementando la sección de flujo, logrando así la distribución uniforme del agua de lavado.
- Sustitución de falso fondo Wheeler y medio filtrante. Se entiende factible su sustitución por sistema de boquillas en losetas prefabricadas, con aptitud para lavado con agua y aire, y lecho filtrante bicapa de arena y antracita.

- Sustitución de medidor Venturi en bajada de agua de lavado de filtro desde depósito de acumulación (cambio de tubería Ø400 por Ø600 mm), por sistema de medición de caudal por lectura e nivel. De esta forma se reducen las pérdidas de carga en conducción de agua de lavado.

Dado las últimas intervenciones estructurales de refuerzo en ala sur de la batería - debido a la pérdida en losa inferior de filtros hacia depósito de agua filtrada se entiende factible y deseable la implementación de acciones de recuperación estructural que puedan ejecutarse de manera conjunta con las mejoras y ampliación de la capacidad de filtración.

Las características sugeridas del manto filtrante a sustituir son las siguientes:

- Antracita: Espesor = 50 cm; $T_e = 1,00$ mm; $C_u < 1,4$
- Arena: Espesor = 30 cm; $T_e = 0,50$ mm; $C_u < 1,5$
- Soporte de Grava: Espesor = 20 cm; $T = 3,6 - 6,3$ mm

Bajo estas pautas es factible operar a tasas de aplicación superficial del entre 10 a 12 $m^3/m^2/h$. Sería posible entonces filtrar en Planta Norte, aproximadamente 32.000 m^3/h , caudal que sumado a los 10.000 - 15.000 m^3/h de la nueva batería de filtros, sería más que suficiente para satisfacer la futura demanda proyectada en 926.000 m^3/d .

5. ANÁLISIS Y PROPUESTA DE ACCIONES DE MEJORA Y AMPLIACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LA PTAP DE AGUAS CORRIENTES: TRATAMIENTOS ESPECIALES PARA CONTROLE DE METABOLITOS DE OLOR Y SABOR, CIANOTOXINAS, MATERIA ORGÁNICA Y HIERRO/MANGANESO

5.1. Introducción

En el Capítulo 2, fueron analizadas las características cualitativas del agua bruta históricas y proyectadas en el horizonte del Proyecto, con identificación de presencia continua y/o eventual de concentraciones significativas de compuestos especiales de las siguientes categorías:

- Metabolitos formadores de olor y sabor
- Potenciales metabolitos tóxicos asociados a cianobacterias: cianotoxinas
- Presencia de materia orgánica natural (medida como TOC) precursora de subproductos objetables de desinfección (DBPs), en concentraciones de atención y/o riesgo.
- Presencia de cuidado de metales Fe y Mn.

En el capítulo 3, se presentaron los fundamentos teóricos y mejores prácticas asociadas a la remoción de los contaminantes especiales antes identificados y los tratamientos avanzados requeridos para su eliminación.

En el capítulo 4, fueron presentadas las intervenciones a nivel de instalaciones actuales, necesarias para el tratamiento de componentes básicos ordinarios (material en suspensión principalmente), con atención a optimizar a través de dichos procesos básicos la remoción paralela de los compuestos especiales en cuestión que correspondieren. Fue atendida también en ese capítulo la condición de optimizar el tratamiento de corto plazo de remoción de metabolitos formadores de olor y sabor y/o eventualmente tóxicos mediante adsorción por PAC, mientras se implementan acciones definitivas y de acción integral (fundamentalmente atención a optimizar la remoción de materia orgánica precursora de DBPs).

En el presente capítulo se identifican y desarrollan alternativas de procesos de tratamiento especiales, bajo los fundamentos y mejores prácticas recomendadas según citas del capítulo 3, tendientes a atender los objetivos específicos promovidos.

Bajo las pautas conceptuales resultantes del análisis realizado en capítulo 3, para la especificidad de los escenarios de calidad de agua esperable definidos a partir de lo indicado en capítulo 2, se identifican dos alternativas de procesos de tratamientos especiales complementarios, capaces de dotar a la Planta de Aguas Corrientes de las capacidades de tratamientos seguros y confiables para contar con un producto agua tratada de excelencia aún ante eventos críticos de calidad de agua bruta:

- **Alternativa 1: Pre-oxidación química con cloro/dióxido de cloro + Adsorción con Filtro de Carbón Activado Granular GAC**
- **Alternativa 2: Inter-oxidación con Ozono + Biofiltración**

5.2. **Alternativa 1: Pre-oxidación química con cloro/dióxido de cloro + Adsorción GAC**

5.2.1. Descripción

Esta configuración consiste en el siguiente tren de tratamiento integrado:

1. **Pre-oxidación de agua bruta con cloro/dióxido de cloro**
2. **Procesos de coagulación/floculación y sedimentación. (procesos rehabilitados y ampliados según capítulo 4)**
3. **Inter-oxidación con cloro o dióxido de cloro**
4. **Filtración rápida en arena y antracita (procesos rehabilitados y ampliados según capítulo 4)**
5. **Adsorción en batería de filtros GAC**
6. **Desinfección final con Cloro**

A continuación se presenta un diagrama de bloques del proceso:

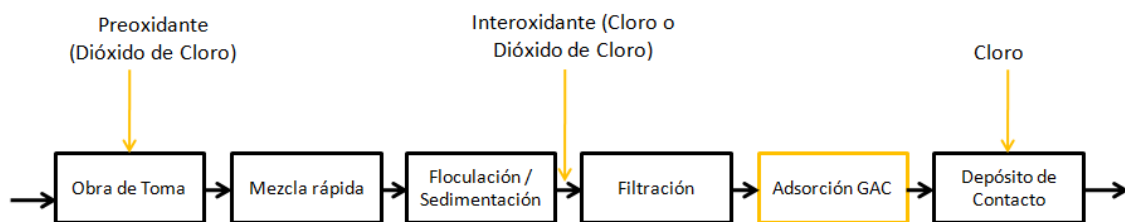


Figura 5-1: Diagrama de bloques de Alternativa 1.

Ventajas:

- Oxidación eficiente de Fe y Mn (por alto tiempo de contacto en posición pre-cloración) y de algunas cianotoxinas extracelulares.
- Uso alternado de oxidantes (cloro y dióxido de cloro) tendiente a minimizar consumos según función.
- Maximizar remoción de NOM mediante coagulación acentuada y clarificación, previo a oxidación química con cloro.
- Adsorción de NOM (TOC), toxinas (microcistina), metabolitos generadores de olor y sabor (GSM y MIB) en filtración GAC final.

Desventajas:

- La posición de pre-oxidación es la menos recomendada por su consecuente maximización en formación de DBPs y lisis celular de cianobacterias con potencial liberación de toxinas. Se procura mitigar esta desventaja mediante la opción de inter-cloración que permita maximizar la remoción de NOM mediante el proceso de clarificación. No obstante, la presencia final de adsorción por GAC permite eliminar tales sustancias objetables.

5.2.2. Criterios principales de diseño

Para el prediseño del sistema de adsorción en filtros GAC se consideran los siguientes parámetros principales según recomendaciones citadas en capítulo 3, consistente por lo recomendado por Kawamura¹⁰:

- EBCT: 10 min
- Tasa de filtración: 12,5 m³/m²/h

Características del medio filtrante:

- Tamaño efectivo: 1,00 mm
- Coeficiente de uniformidad: < 1,90
- Densidad aparente: > 0,4 kg/m³
- Número de Yodo: > 850 mg/g
- Numero de abrasión: >70%
- Cantidad: 6.800,0 m³

En Anexo 6.1 se presenta la hoja técnica de producto CARBSORB 20 de Calgon, el cual cumple con lo especificado a un precio aproximado de 2,0 U\$D/kg en condiciones CIF Montevideo.

5.2.3. Prediseño de unidades

Las unidades de filtración GAC deberán ser capaces de procesar el caudal máximo a fin de período de 38.600 m³/h.

La conducción hacia las unidades se realizará en primer tramo mediante ducto presurizado saliendo de la caja de descarga de las unidades de filtración de planta Norte, para luego ser elevados a canal superior de conducción a superficie libre a nuevos filtros GAC.

La estación de recalque contará con 3+1 bombas tipo Propeller de eje vertical de caudal unitario 12.900 m³/h @ 6,00 mca.

¹⁰ S. Kawamura, Integrated Design and Operation of Water Treatment Facilities (2000), Capítulo 7.7 Granular Activated Carbon Adsorption.

Fueron considerados 20 unidades de filtración GAC a una tasa de $12,5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, por lo que se dimensionaron unidades de $8 \text{ m} \times 19,3 \text{ m}$ (155 m^2). Para alcanzar un *empty bed contact time* (EBCT) de 10 min es necesario contar un manto filtrante de $2,10 \text{ m}$ de profundidad.

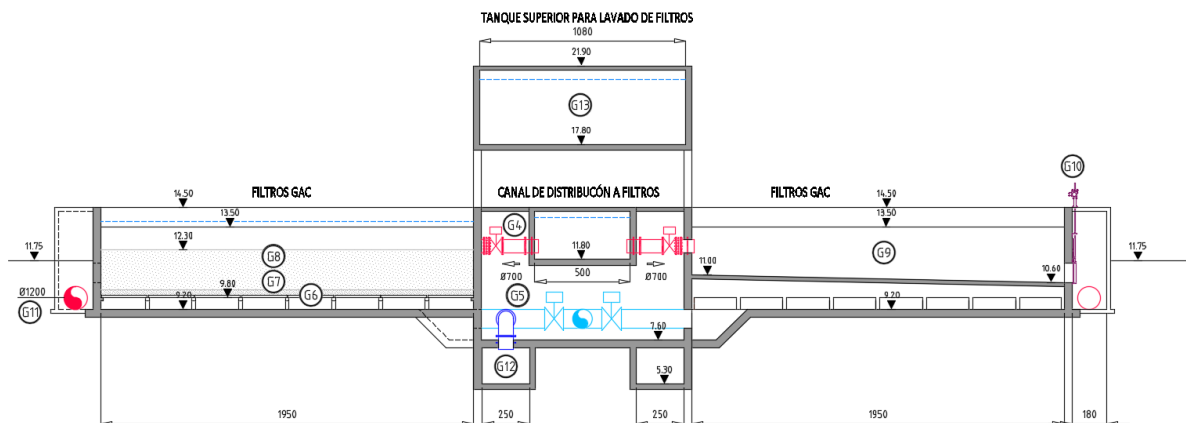


Figura 5-2: Batería de filtros GAC, corte.

El retorno desde la batería de filtración GAC se realiza mediante ducto descargando aguas abajo del vertedero de agua filtrada en depósito de planta Norte.

Por otra parte, el consumo de agua de lavado por filtros para una tasa de $0,70 \text{ m}/\text{min}$ y una duración de 10 min se estima en 1080 m^3 .

Para el lavado de las unidades se proyecta un depósito lavado de 3.300 m^3 , coincidente con la superficie de la galería de filtración. El volumen se determina considerando como criterio la acumulación de un volumen necesario para el lavado de 3 unidades.

El diseño gráfico de las unidades se presenta en la serie de planos H100 de la presente entrega.

5.3. Alternativa 2: Inter-oxidación con Ozono + Biofiltración

5.3.1. Descripción

Esta configuración consiste en el siguiente tren de tratamiento:

1. Preoxidación con Dióxido de Cloro
2. Procesos de coagulación/floculación y sedimentación. (procesos rehabilitados y ampliados según capítulo 3)
3. Ozono en posición de inter-oxidación
4. Bio-filtración en baterías actuales de filtros rehabilitadas.

5. Desinfección final con Cloro

La pre-oxidación con óxido de cloro se recomienda en bajas dosis, a los efectos de reducir el consumo de ozono.

A continuación se presenta un diagrama de bloques del proceso:

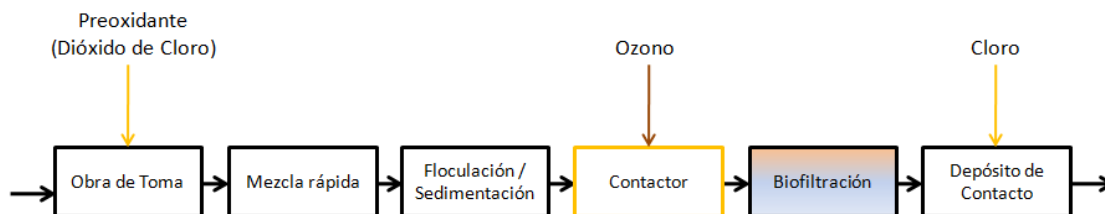


Figura 5-3: Diagrama de bloques de Alternativa 2.

Ventajas:

- Control de mejillón dorado en tuberías de obra de toma.
- Remoción de células intactas de cianobacterias y NOM (como TOC) en procesos de coagulación, floculación y sedimentación.
- Oxidación de cianobacterias y cianotoxinas (intra y extracelulares), metabolitos generadores de olor y sabor (GSM y MIB) y Fe/Mn.
- Minimización de formación de DBPs al retrasar el punto de aplicación de desinfectante.

Desventajas:

- Alta biodegradabilidad de subproductos de la ozonización, con consecuente necesidad de proceso de biofiltración.

5.3.2. Criterios Principales de Diseño

Para el prediseño del sistema de dosificación de ozono se consideran los siguientes parámetros principales, según recomendaciones citadas en capítulo 3, consistente y apoyándose en las recomendaciones de Schulz¹¹:

- Tiempo de Contacto: 12min
- Dosis de O₃: 7,0 mg/l
- Eficiencia en transferencia de ozono: 95%

¹¹ R. Schulz (2014), Designing Integrated Ozone-Biofiltration Treatment Systems.

En el caso del diseño de biofiltración en filtros GAC (BAC) los parámetros de diseño serán los siguientes:

- EBCT: 5 min
- Tasa de filtración: $10,0 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

El manto filtrante de dichas unidades cumplirá lo siguiente:

- Tamaño efectivo de GAC/espesor de lecho: 1,00 mm / 75 cm
- Tamaño efectivo de arena/espesor de lecho: 0,50 mm / 25 cm
- Relación $L/d = 900$

5.3.3. Prediseño del sistema

El sistema de ozonización deberán ser capaz de procesar el caudal máximo a fin de período de $38.600 \text{ m}^3/\text{h}$.

La conducción hacia/desde las unidades se realizará de la siguiente forma:

- a) Tanto para plantas Norte como Sur, se realizará la construcción de un ducto que conectará el canal de conducción de agua clarificada con un nuevo pozo de bombeo.
- b) La estación de recalque se ubicará aguas arriba de la unidad de contacto y contará con 3+1 bombas tipo Propeller de eje vertical de caudal unitario $12.900 \text{ m}^3/\text{h}$ @ 3,00 mca, descargando en el canal de entrada a unidad de contacto.
- c) El retorno hacia las unidades de filtración Norte y Sur se realiza por gravedad mediante sendos canales a superficie libre con ingreso respectivamente a ambas baterías de filtros (ahora biofiltros).

La proyección de una estación de recalque es necesaria dado que la unidad de contacto misma introduce una pérdida de carga de aproximadamente 1,30 m.

El tanque de contacto de ozono se diseña con los siguientes parámetros particulares:

- Tiempo de contacto: 12 min
- Tiempo de reacción: 2 min
- Tiempo de desozonización: 4 min
- Factor de baffle: 0,65
- Velocidad máxima en tabiques ascensionales: 0,80 m/s

Para esto se dimensiona un depósito de 6 compartimentos en paralelo de 5 etapas cada uno (3 de contacto, 1 de reacción y otra de desozonización).

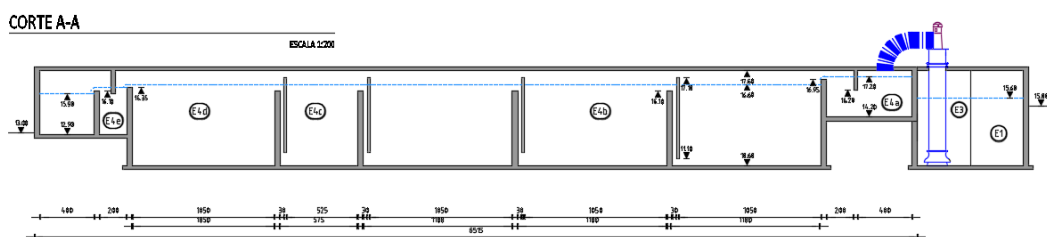


Figura 5-4: Contactor de ozono, corte.

Para el pre-dimensionado del sistema de generación se consideran equipos con tecnología de generación en base oxígeno líquido (LOX).

Para la dosis considerada de 7 mg/l y una eficiencia de transferencia del 95% es requerida una capacidad de generación máxima a fin de período de 6.830 kg/d (15.000 ppd). Dicha capacidad se alcanza mediante la instalación de 5+1 equipos de 3.500 ppd, para un total máximo de 17.500 ppd.



Figura 5-5: Esquema de sistema de generación PDOevo de Wedeco (Capacidad: 3500 ppd)

Dada las características de diseño del manto filtrante establecidas en el punto anterior, y tomando como base la aplicación de las recomendaciones mejora y ampliación de capacidad establecidas en Capítulo 4, a los efectos de trabajar las unidades mediante el proceso de biofiltración a un EBCT de 5 minutos será requisito incrementar el caudal de la batería vieja de filtración (incremento de tasa de filtración de 7 a 10 m/h) y reducir el caudal de trabajo de la nueva batería de filtración (reducción en tasa de filtración de 18 a 10 m/h).

El diseño gráfico de las unidades se presenta en la serie de planos H200 de la presente entrega.

5.4. Orden estimado de inversión para alternativas de Tratamiento Avanzado

Se ha procedido a realizar un orden estimado de inversión de las dos alternativas de sistema de tratamiento avanzado de potabilización, utilizando como fuente de información la siguiente bibliografía:

- i. W. McGivney y S. Kawamura, Cost Estimating Manual for Water Treatment Facilities, 2008.
- ii. M. Plumlee (et. al.), "Costs of Advanced Treatment in Water Reclamation", 2014.
- iii. Stuart W. Krasner, "Formation and Control of Disinfection By-Products in Drinking Water", 1999, Chapter 2, American Water Works Association.

Este análisis preliminar de costos se expone a los solos efectos orientativos, en la medida de que sera objeto de determinación más precisa en ocasión de la Fase 3 del Estudio y resulta de curvas de costos estadísticos según capacidad y características en función de las referencias bibliográficas antes citadas.

5.4.1. Alternativa 1: Pre-oxidación química con cloro/dióxido de cloro + Adsorción GAC

El monto estimado de la construcción de los filtros de carbón activado granular y suministro de lecho filtrante para un caudal de 245 mgd (38.600 m³/h), es de aproximadamente U\$S 63:200.000.- (Fuente: Bibliografía i).

A esto se le añaden los siguientes componentes:

- Conducciones: 10%
- Acondicionamiento de terreno: 5%
- Eléctrica y control: 10%
- Ingeniería, Administración y Otros: 15% (*)

*:Cargado sobre el subtotal añadido de los restantes componentes.

Por tanto valor total estimado de costos de inversión (CAPEX) para esta Alternativa 1 resulta aproximadamente U\$S 90:900.000.

Para un caudal medio de operación de 745.000 m³/d, el costo de operación y mantenimiento variable (OPEX) de esta alternativa es del orden de: 2:000.000 U\$S/año (Fuente: Bibliografía iii).

5.4.2. Alternativa 2: Inter-oxidación con Ozono + Biofiltración

El monto estimado de equipos de generación de ozono y tanque de contacto, para un caudal de 245 mgd (38.600 m³/h), es de U\$S 32:500.000.- (Fuente: Bibliografía i).

A lo anterior, se le adiciona el precio del carbón activado granular a ser colocado en las baterías existentes de filtros de planta norte y sur, cuyo valor estimado es de 2,5 U\$S/kg, resultando un total de U\$S 6:500.000. (Fuente: Cotización Calgon - Retec SA).

Realizando las mismas hipótesis adicionales sobre los costos estimados para el caso anterior (a excepción de eléctrica y control que se considera un 20% del monto base), el monto total estimado para esta Alternativa 2 resulta aproximadamente un valor total de inversión (CAPEX) de U\$S 60:000.000.

Para un caudal medio de operación de 745.000 m³/d, el costo de operación y mantenimiento de esta alternativa (OPEX) es del orden de: 4:400.000 U\$S/año (Fuente: Bibliografía ii y iii).

Como lo indica el plan de trabajo, estas referencias de costos CAPEX y OPEX, serán objeto de revisión mediante presupuestación más detallada específica a condiciones locales del Proyecto en ocasión del Informe Final N°3, conjuntamente con análisis de factores funcionales, ambientales y otros relevantes, que permitan orientar la selección más apropiada de tratamiento. Los valores estimados anteriormente, no incluyen las obras de ampliación y rehabilitación básicas expuestas en el capítulo 4.

5.5. Estudios de Planta Piloto

Como se menciona en el apartado 4.2.2.9 "Sistemas avanzados de tratamiento en investigación", el equipo de OSE se encuentra realizando estudios a escala piloto asociados a las tecnologías aplicadas en las alternativas de tratamiento en análisis:

- Alternativa 1: Filtración en Manto GAC
- Alternativa 2: Ozono

En el período de tiempo transcurrido desde el primer informe, se ha concluido la construcción de la planta piloto GAC y se han comenzado las pruebas.

a) Planta piloto de biofiltración mediante carbón activado granular (GAC):

Se observa en la Figura 5-6 la planta piloto de biofiltración mediante GAC situada en la galería de filtros de arena y antracita de Aguas Corrientes.

Las primeras cuatro columnas representan una unidad de filtración de batería vieja, con su altura y tasa correspondiente, cada una con un manto distinto, mientras que los últimos 4 representan una unidad de filtración de batería nueva.

A continuación se enumera el contenido de cada columna:

1. Filtro viejo en sus condiciones actuales: Manto único de arena
2. Filtro viejo. Manto: Carbón de coco
3. Filtro viejo. Manto: Carbón de madera
4. Filtro viejo. Manto: Carbón de bituminoso

5. Filtro nuevo. Manto: Carbón de coco
6. Filtro nuevo. Manto: Carbón de madera
7. Filtro nuevo. Manto: Carbón de bituminoso
8. Filtro nuevo en sus condiciones actuales: Manto de arena y antracita



Figura 5-6: Planta piloto de biofiltración mediante GAC

b) Planta piloto de oxidación mediante Ozono:

En la Figura 5-7 se presenta la planta piloto de oxidación mediante ozono ubicada en Aguas Corrientes, la cual consta de un equipo de generación de ozono y una columna de contacto.



Figura 5-7: Equipo de generación de ozono y columnas de contacto

En el próximo Informe (Informe N° 3), se plantearán prácticas de mejora para estos tipos de ensayos, con el objetivo de determinar la solución más eficiente en términos de calidad final de agua potable.

6. ANEXO

6.1. Hoja técnica GAC: CARSORB 20



SALES SPECIFICATION SHEET
CARBSORB 20
 Granular Activated Carbon

Test	Specification		Calgon Carbon Test Method
	Min	Max	
IODINE NUMBER, mg/g	850	-	TM-4,ASTM D4607
MOISTURE (AS PACKAGED), wt%	-	2	TM-1,ASTM D2867
ABRASION NUMBER	75	-	TM-9,AWWA B604
12 US MESH [1.70 mm], wt%	-	5	TM-8,ASTM D2862
< 40 US MESH [0.425 mm] (PAN), wt%	-	4	TM-8,ASTM D2862

Typical Properties:

This product complies with ANSI/AWWA B604 (2005) – Granular Activated Carbon.

This product complies with the requirements for activated carbon as defined by the Food Chemicals Codex (FCC) (8th Edition) published by the U.S. Pharmacopeia.

This product conforms to the requirements of the NSF/ANSI 61 – Drinking Water System Components – Health Effects standard.

Calgon Carbon Corporation's activated carbon products are continuously being improved and changes may have taken place since this publication went to press. (1284-08/15/2012)

6.2. Ejemplos de comunicaciones de episodios de olor y sabor



Public Notice: Taste and Odor of Drinking Water

Date: 9-8-16

Many Bardstown water customers are experiencing a taste and odor in their drinking water. The issue is a result of green algae in the source water and has been resolved. Please see below for answers to questions you may have. Thank you for your patience and consideration as we continually strive to reduce the frequency and duration of these natural upsets in our drinking water.

Is it safe to drink the water?

Yes. The water is completely safe to drink and boiling your water is not necessary. We understand that customers may choose not to drink the water while the unpleasant taste exists.

What caused the earthy taste and odor in the drinking water?

This taste and odor issue is caused by rapid algae growth in Simpson Lake. Green algae, though a nuisance, is not harmful and its growth is a natural occurrence that often happens in the late summer months as a result of abundant sunlight and high temperatures. It can occur in a matter of days.

What is being done to eliminate the problem?

The City of Bardstown has already treated the lake with a drinking water safe algaecide in order to eliminate it from the water source. Visual inspections and water samples at various depths are done weekly at Simpson Lake to assess the quality of the lake water at various depths. The intake elevation is then adjusted so that water withdrawn for treatment is taken from the lake at the elevation the water quality is best. In addition, the Bardstown Water Treatment Plant made changes to its treatment process in order to eliminate the taste and odor.

How long will my water taste like this?

The duration of an upset caused by algae can vary depending on the severity of the bloom. Since dead algae cells can be tasted in the water with a concentration as little as one part per trillion (1 gallon for every 1,000,000,000 gallons), the issue can sometimes linger as it mixes with unaffected water in water tanks and lines.

The taste was first detected early Tuesday morning, September 6, 2016. The algae was discovered quickly and a plan of action was immediately implemented. As of this morning, September 8, 2016, the taste and odor are no longer present at the water plant. Different areas of the community may continue to experience the unpleasant water for a few more days as the water travels through the distribution system.

If you would like further information regarding your drinking water, contact the Bardstown Water Treatment Plant at 502-348-3064.

THE OFFICIAL WEBSITE FOR THE CITY OF COLLEYVILLE, TEXAS

TRA: Water Taste and Odor Notice

January 13, 2017 in LatestNews

The Trinity River Authority sent the following notice to the City of Colleyville regarding water taste and odor:

The Trinity River Authority of Texas Tarrant County Water Supply Project customers in the cities of Bedford, Colleyville, Euless, Grapevine and North Richland Hills may be detecting an earthy or musty taste in their tap water. Though this may be unpleasant, TRA assures its customers that their tap water is safe to drink.

The current taste and odor are being caused by the compound Geosmin (compound coming from algae) in TRA's raw water supply, Lake Arlington. Geosmin does not affect the safety of the finished tap water and is not a public health threat. Preliminary results from samples taken Jan. 9 indicate that the Geosmin concentration in raw water from Lake Arlington has begun to decrease.

TREATMENT FOR TASTE AND ODOR

Currently, the primary treatment process for taste and odor at the Tarrant County Water Supply Project is ozonation. During events producing high concentrations of taste and odor from compounds such as Geosmin, the treatment is aided with the addition of hydrogen peroxide after primary disinfection is achieved.

PROJECTED RAW WATER CONDITIONS AND ITS EFFECTS ON TASTE AND ODOR

Lake Arlington's water temperature plays a key role in favoring algae populations that produce Geosmin. From past observations, Geosmin concentrations are highest after the lake temperature is below 10°C. Because of the recent warm, sunny days, there may be a retreat in populations of organisms producing Geosmin.

TRA will continue to make modifications to the ozone feed at TCWSP to improve the sedimentation basins performance. Improved sedimentation will aid the removal of a large portion of the Geosmin.

TRA recognizes that taste and odor concerns are elevated because even in low concentrations, the taste and odor produced by Geosmin is readily noticed. We are closely monitoring the raw and finished water and are applying all appropriate resources toward removing the taste and odor causing compounds.

TOWN OF SALEM, NEW HAMPSHIRE

***A MESSAGE FROM THE MUNICIPAL SERVICES DEPARTMENT
ON DRINKING WATER***

It is the role of the Municipal Services Department – Utilities Division to maintain the water treatment and distribution system for the Town which includes sampling and testing to ensure that drinking water standards are being met. Over the past few days, we have received complaints from various residents regarding color, odor, and taste at which time we have examined both the treatment and distribution systems to ensure that the water supplied is safe and complying with the drinking water standards set forth by the New Hampshire Department of Environmental Services (DES). The water source for the Town switches from Canobie Lake to Arlington Pond during the month of December, which provides for a different environmental medium and can be related to changing aesthetic qualities including taste and odor. However it is important to understand that treatment and distribution are handled consistently and despite the change in characteristics, the water continues to be safe to consume. The environment and weather play a huge role in establishing the type of raw water brought into the treatment plant and given the warm winter temperatures and rainfall, the water source becomes more susceptible to providing a raw product that could have quality issues.

Additional sampling and testing were done in those areas that generated complaints immediately, and the results have come back indicating no health issues. We will continue to monitor and log any complaints received including sampling and testing if warranted. I want to emphasize that these issues should be temporary due to changing natural conditions, and that the water coming from the distribution system meets all standards set by the DES and is safe to drink. We understand the expectation that our consumers have for their water to look, taste, and smell good so we take all complaints seriously and will continue to provide the best water we can resolving any issues that may arise. The best way to reduce taste and odor issues at your residence is to run your faucet including hot water to allow the water to run through your system.

Please feel free to call the Utilities Division should you have any concerns or questions: 603-890-2171.

Thank You,

Roy E. Sorenson, Municipal Services Director

TEMPORARY TASTE, ODOR ISSUES WITH DRINKING WATER LINKED TO ALGAE IN LAKE ARLINGTON

UPDATE 3 p.m. 3/6/2017 — Arlington Water Utilities has completed planned upgrades to its ozone disinfection system at the John F. Kubala and Pierce-Burch Treatment Plants. The Kubala plant was placed back in service late last week, after one month offline. The Kubala plant receives its water from reservoirs in east Texas, which have not experienced the same high level of seasonal organic activity experienced in Lake Arlington in February. The Kubala plant is now providing water for all Arlington residents. The City anticipates this change in source of untreated water will relieve recent taste and odor issues.

Previous story:

Arlington residents may notice a slight change in the taste or odor of their water this month, which is caused by a byproduct of algae in Lake Arlington called geosmin. Geosmin is not a harmful compound. However, it does add a musty or soil-like taste and odor into the water, even at very low concentrations.

Arlington water continues to meet all federal and state quality regulations. It is safe to drink. The algal activity is a seasonal event and is expected to pass within weeks.

Geosmin occurs in naturally-occurring blue green algae found in all North Texas reservoirs. When water temperatures fluctuate, particularly when the water temperature cools, these algae can die off very quickly. They then release the taste and odor compound into the water. This in turn makes it into water treatment plant when water is pumped from Lake Arlington.

Arlington's Pierce-Burch Treatment Plant draws water from Lake Arlington, while the John F. Kubala Treatment Plant gets water through a pipeline from east Texas reservoirs. Arlington monitors source water from Lake Arlington for geosmin when it is expected to be present, generally in late winter.

"In the past few years, Arlington Water has been able to avoid the natural organic activity in Lake Arlington by operating our John F. Kubala treatment facility while we perform winter-time maintenance at the Pierce Burch treatment facility, during our low demand part of the year," said Arlington Water Utilities Director Buzz Pishkur. "This year, however, the Pierce Burch facility is operating to facilitate a major upgrade of the disinfection equipment at the Kubala plant. We continue to monitor water for any health issues and we can verify that none exist."

Geosmin can be detected by some individuals at very low levels.

Arlington Water has a very sophisticated water treatment method for taste and odor compound removal utilizing ozone and biological filtration. In the past week, city personnel have made adjustments to the water treatment process by increasing the ozone dose and slowing the treatment process to facilitate more efficient taste and odor removal.

The current taste and odor situation is expected to be of short duration. All of the Arlington's quality tests indicate the water is meeting and, in most cases, surpassing water quality standards and is safe to use for any purpose.

If a customer has a concern about the quality of their water, they can call the City's water quality Laboratory at (817) 575-8984 or Arlington Water Utilities Customer Care at 817-275-5931.

6.3. Protocolo de Jar Test con PAC para remoción de cianotoxinas en agua potable

Hazen-Adams CyanoTOX Tool Supplemental Material	EFFECTIVE DATE: July 13, 2015 REVISION DATE: N/A
PAC Jar Testing Protocol for Cyanotoxin Removal in Drinking Water (Ver. 1.0)	Page 1 of 12

1. Scope and Application

- 1.1 The purpose of this document is to provide a simple set of procedures that can be conducted by designated personnel at a drinking water utility to determine the amount of cyanotoxin that may be removed by powdered activated carbon (PAC) at a drinking water plant.
- 1.2 PAC is sometimes added to raw water for the removal of organic constituents such as taste and odor producing compounds or for use in managing chemical spill events in the water supply. Some sources of PAC may also be useful for the control of cyanotoxins such as cylindrospermopsin and microcystin-LR. However, removal of the cyanotoxins is affected by the chemical and physical characteristics of the sample, temperature, pH, contact time, carbon type, and PAC dose. The protocol in combination with the PAC Calculator can be used to develop operational charts of dose versus the percent remaining for the target compound at varied conditions and PACs. The following pages detail the protocols for preparing standardized stock solutions, conducting jar tests, and evaluating cyanotoxin removal by PAC.
- 1.3 This document does not provide protocols for addressing the release of intracellular cyanotoxins that may occur when cyanobacterial cells are oxidized or damaged during other stages of treatment. This protocol ONLY addresses extracellular (dissolved) toxins. Future revisions or additional testing protocols may include recommendations on handling cell lysis and subsequent release of additional cyanotoxins into the water.
- 1.4 This document was prepared by Ben Stanford, Allison Reinert, and Elisa Arevalo of Hazen and Sawyer, and Craig Adams of Utah State University. This document has been reviewed by the AWWA CCL / Potential Contaminant Technical Advisory Workgroup (TAW), with special thanks to David Cornwell, Keith Carnick, Rick Sakaji, Issam Najm, and Steve Via for extensive review and comments on testing procedures.
- 1.5 AWWA makes no guarantee as to the accuracy or applicability of these procedures for a specific utility's drinking water source or the full-scale applicability of results. The user accepts all liability for use of the procedures described herein and the user is solely responsible for interpretation and implementation of any results derived from the use of these procedures.
- 1.6 **NO PART OF THIS DOCUMENT MAY BE MODIFIED, COPIED, OR DISTRIBUTED WITHOUT PRIOR WRITTEN AUTHORIZATION FROM AWWA. THE USER ACCEPTS LIABILITY ASSOCIATED WITH THE USE OF THE PROCEDURES AND ACCOMPANYING WORKSHEETS AND CALCULATORS.**

2. Special Considerations & Initial QA/QC

2.1 *Selection of number of samples in jar testing*

- All experiments are subject to error, and it is critical that an estimate of this error is included in the testing protocol. This is achieved by running at least some percentage

Hazen-Adams CyanoTOX Tool Supplemental Material	EFFECTIVE DATE: July 13, 2015 REVISION DATE: N/A
PAC Jar Testing Protocol for Cyanotoxin Removal in Drinking Water (Ver. 1.0)	Page 2 of 12

(e.g., 20%) of the samples in duplicates so that the experimental precision (measured by Relative Standard Deviation (RSD in percent) can be tested.

- If only three or four PAC dosages are of interest to the user, then the number of samples tested could be limited to six (two zero PAC dose samples (duplicate) plus four additional dosages).
- However, to develop more comprehensive and useful operational curves, it is recommended that up to 12 samples be run in total (duplicates of the zero PAC dosage and one other dosage; plus up to eight other dosages).
- This can be conducted on two six-gang stirrers simultaneously (recommended) or in two sequential runs on a single six-gang stirrer (acceptable).
- The associated PAC Calculator is designed to allow a minimum of six samples (with a 0 mg/L (zero) PAC dosage duplicate) and up to 12 total samples.

2.2 Selection of test water will impact the results

- Each water treatment plant is unique in the combinations of source water type/location, treatment processes, chemical usage, etc. When conducting cyanotoxin testing, begin by answer the following question:

“At which point in the process would you like to determine the impact of PAC on cyanotoxin removal?”

- If the answer is “raw water”, then the test can be conducted with samples of raw water, with the important caveats listed below.
- If the answer is at any other step in the treatment process, then you will need to determine whether to collect water from that point in the process at the plant or whether to mimic the plant’s treatment processes (e.g., floc/sed/filtration, pH adjustment) via jar tests, and then use the water produced at bench-scale to conduct further testing.
- The presence of cyanobacterial (blue-green algae) cells may impact your test results. These procedures are NOT designed to account for cell lysis (i.e., breaking open the cells and releasing additional cyanotoxins into solution). However, PAC is often added in raw water where cyanobacterial cells may be present. Therefore, careful consideration should be given to the following:
 - If you want to quantify the amount of dissolved, extracellular cyanotoxin removed by PAC, this should be done before an actual bloom event occurs to minimize the likelihood of cell lysis biasing the results. In this case you would need to spike cyanotoxins into the raw water solution.
 - If you want to mimic the treatment process, including the impact that damaged or lysing cells will have on cyanotoxin concentration when treated with PAC, then the tests should be conducted during a bloom event when cells are present in the supply. However, you may still need to spike cyanotoxins into the solution to ensure sufficient concentration (100 to 1000 µg/L) to obtain measurable removal results.
- **Your test water must have measureable concentrations of cyanotoxins present normally with at least 10 or 20 times the method detection limit.** This is important

Hazen-Adams CyanoTOX Tool Supplemental Material	EFFECTIVE DATE: July 13, 2015 REVISION DATE: N/A
PAC Jar Testing Protocol for Cyanotoxin Removal in Drinking Water (Ver. 1.0)	Page 3 of 12

because it will impact the decision of whether or not you need to spike cyanotoxins into your test water or not. If there is not a sufficient concentration present, you may need to add additional cyanotoxins from a stock solution to achieve the desired initial concentration (e.g., the expected worst-case concentration that can occur during an event, or some other anticipated concentration for an event). While cyanotoxins have been measured in source waters at greater than 20,000 µg/L, most raw water concentrations are less than 1000 µg/L.

- The dose versus percent cyanotoxin remaining curves produced by this protocol and associated PAC Calculator are relatively independent of the initial concentration used provided the initial concentration is sufficiently low (Knappe et al., 1998). HOWEVER, it is strongly recommended that the initial concentration be in the range of anticipated influent (raw) water concentrations expected. (Note: Isotherms calculated from an identical data set are dependent on initial concentration of the adsorbate.)

2.3 *Use a composite sample as the starting solution when possible.*

- If you are conducting multiple decay tests, collect the entire volume of water needed into a large container or carboy, and use that as the source for each subsequent test.
- If this step is skipped (e.g., if you are collecting multiple jars from a running sample tap), you will need to measure the starting concentration for each separate jar test rather than simply measuring the concentration of cyanotoxin in the large-volume container.

2.4 *Maintain a no-treatment "Control" solution during testing*

- Two samples (duplicates) from the composite container should be included in the jar testing without any PAC added for the duration of the longest test period.
- Measure the starting concentration in addition to the final concentration of the PAC-free control solution (ensure the cyanotoxin sample collected from the Control is filtered with the same type of filter paper as the test solution samples [see section 5.14]) at the end of the test to determine if there may be some change in cyanotoxin concentration that is not due to the PAC being added to the other jars.
- Little removal without PAC should be observed, and the duplicates should be reproducible (and provide an estimate RSD% of the experiments). The average of the initial cyanotoxin concentration are used in the percent remaining calculations.

2.5 *The addition of PAC to the water may impact water quality and treatment*

- Addition of PAC to the water may increase the pH and alkalinity of the water which may affect overall coagulation efficiency.
- Jar testing along with ancillary data collection is completed to ensure that effects of PAC on water quality are known prior to full-scale dosing.

2.6 *The selection of analytical methods (e.g., ELISA or LC/MS-MS) may impact results*

Hazen-Adams CyanoTOX Tool Supplemental Material	EFFECTIVE DATE: July 13, 2015 REVISION DATE: N/A
PAC Jar Testing Protocol for Cyanotoxin Removal in Drinking Water (Ver. 1.0)	Page 4 of 12

- The current EPA guidance recommends the use of enzyme-linked immunosorbent assay (ELISA) test kits for microcystin-LR and cylindrospermopsin.
- However, it is not fully understood how well those test kits will measure the oxidation (removal) of the cyanotoxins. On the other hand, liquid chromatography with tandem mass spectrometry (LC/MS-MS) will provide more accurate quantitation of the specific cyanotoxins (e.g., MC-LR, MC-RR, etc.) and its subsequent removal, but may not match ELISA test results.
- Therefore, it is recommended that the utility select whichever method will be used to make decisions regarding public notification as the default test method for the procedures documented in this memo.

3. Background Information and Data Needs

3.1 ***Powdered activated carbon (PAC)*** is typically used to help control periodic taste and odor events and as an emergency treatment for petroleum compounds and pesticides. For this particular protocol, the testing procedures focus on analyzing various PAC doses and types for the removal of cyanotoxins resulting from the presence of cyanobacteria.

3.2 ***Bench-scale testing is to be conducted on site at the drinking water treatment plant.***

- A Phipps and Bird (or similar) 6-gang mixer, with 2-liter square jars is recommended to evaluate the impact of PAC on coagulation, flocculation and settling.
- (Other size and shapes of jars require calculational adjustment and are not recommended.)
- Plant staff should conduct bench-scale jar testing on a routine basis and the bench-scale test procedures they use shall be modified when changes in plant flow rate and/or flocculation speeds occur.
- Data collected from the full-scale plant to establish this calibration include:
 - Chemical dosages and application points
 - Plant flow rates
 - Basin surface areas and volumes
 - Mixing intensity (G, sec^{-1}) if known

3.3 ***Plant Matching***

- For bench-scale testing, bench-scale rapid mix time is equal to full-scale rapid mix time.
- Bench-scale flocculation time is equal to full-scale flocculation time.
- Jar test rapid mix and flocculation energies can be found by trial and error, or from mixing design criteria provided in engineering reports that stipulates velocity gradients (G) for each process.
- The bench test velocity gradients should match the energy inputs in the full-scale plant (instructions provided in the detailed methodology section).
- The user must convert the full-scale basin loading rate to jar-test settling rate. The equations used to convert the full-scale basin loading rate ($X \text{ gpd/ft}^2$) to settling rate in the 2-liter jars to establish the appropriate settling time are:

Hazen-Adams CyanoTOX Tool Supplemental Material	EFFECTIVE DATE: July 13, 2015 REVISION DATE: N/A
PAC Jar Testing Protocol for Cyanotoxin Removal in Drinking Water (Ver. 1.0)	Page 5 of 12

$$\text{Jar Settling Rate } \left(\frac{\text{cm}}{\text{min}} \right) = (X \text{ gpd/ft}^2) \times \left(\frac{1}{7.48 \text{ gal/ft}^3} \right) \times \left(\frac{30.48 \text{ cm}}{\text{ft}} \right) \times \left(\frac{1 \text{ day}}{1440 \text{ min}} \right)$$

$$\text{Sampling time (min) for 10 cm deep tap} = \frac{10 \text{ cm}}{\text{Jar Settling Rate (cm/min)}}$$

- **Example:** Based on an example plant flow during the bench-scale testing of 10 mgd, the sedimentation basin loading rate is 316 gpd/ft². Solving the settling equation for minutes yields a settling time of 11 minutes.
- Chemicals should be dosed into the jars at the same time and concentration as the full-scale plant. The jar water quality taken from the sample tap at the appropriate settling time (11 min above) should closely match the plant settled water for parameters such as pH, turbidity, UV-254, etc. When dose(s), sequence of chemical addition, and mixing are simulated, the jar and settled water quality should match well.

4. Methodology Part A: Preparation of Stock Materials and Working Solutions

- 4.1 If cyanotoxins are known to be present in the source water being evaluated, collect a single carboy of water and conduct split sampling from that carboy. If the cyanotoxin concentration or cyanobacteria concentration is unknown in the source water to be analyzed, cyanobacteria or the target cyanotoxin, at a known concentration, shall be spiked into collected source water. The spiked water will then be used in the jars in order to assess the effectiveness of various PAC doses.
- 4.2 Instructions for preparing and analyzing the cyanotoxin stock and resultant jar concentrations are shown below:
 - Collect water to be used for testing, either from bench-top jar tests (note: procedures not presented in this document) or from water collected from within the treatment plant or source, and store in a container with enough volume to accommodate all of the testing that will be completed.
 - If the source water does not have the cyanotoxin of interest present, use a commercially-available stock standard (generally available at 10 µg/mL in water) to spike into the water. (IMPORTANT: Cyanotoxin stock standards are toxic by definition, and must only be handled by trained personnel using proper procedures and protocols.)
 - Use the following equation to calculate the volume (V) of stock standard needed to spike into the sample water to achieve the desired concentration (C; recommending somewhere between 100 µg/L and 1000 µg/L):

$$V_{\text{Stock Standard}} = \frac{C_{\text{Desired in Water}} \times V_{\text{Sample Water}}}{C_{\text{Stock Standard}}}$$

4.3 PAC Wet (Slurry) Dosing Method:

Hazen-Adams CyanoTOX Tool Supplemental Material	EFFECTIVE DATE: July 13, 2015 REVISION DATE: N/A
PAC Jar Testing Protocol for Cyanotoxin Removal in Drinking Water (Ver. 1.0)	Page 6 of 12

- PAC stock is created in a 10 mg/mL concentration (5 g PAC into 500 mL DI water in flask and stirred continuously on a stir plate).
- PAC should be dosed via a disposable pipette; a plastic Luer Lock syringe; or other appropriate volumetric device with sufficient orifice diameter so as not to get clogged by PAC). Addition should be in the same order it would be added at full-scale (e.g., raw water line, rapid mix, etc.) and with use of associated mixing energies (G values).
- The PAC jar tests for PAC dose should coincide with current chemical additions (e.g., coagulants and polymers, etc.) in order to gauge process changes.
- Recommended PAC doses to evaluate for the removal of cyanotoxins include up to 70 mg/L PAC. The associated PAC Calculator suggests specific dosages to develop operational charts. For example, suggested dosages for a maximum of 50 mg/L PAC might be: 0 (plus duplicate), 1, 2, 4, 7, 10, 15, 22 (plus duplicate), 33, and 50 mg/L. The lower doses are common for taste and odor compounds and other applications, and help provide a “smooth” percent removal versus dose curve from the experimental results.

4.4 **PAC Dry Dosing Method:**

- It is difficult to weigh small amounts of PAC with accuracy. Therefore, the Slurry Method is recommended especially if the lower dosages will be included.
- For laboratories and utilities interested in dosing dry powder, PAC is measured as dry weight into a weighing dish or on balance paper at the appropriate mass (e.g. 20 mg for a 2 L sample to achieve 10 mg/L) and then poured directly into the jar test unit while mixing. It is important that the microbalance used is properly calibrated and measurements are made very carefully.
- Proceed with the remaining instructions from Section 4.3 and 4.5

4.5 During bench-scale testing, samples are collected from all test jars (from the sample taps at the appropriate times) and analyzed for cyanotoxin concentration (via ELISA method, LC/MS/MS method or other method), pH, turbidity, alkalinity and UV-absorbance at 254 nm (UV-254).

- The UV-254 measurement and settled water turbidity are used to determine the process impacts from the use of PAC.
- The volume of sample set aside for UV-254 measurement needs to be filtered prior to analysis with a 0.45-µm nylon or glass fiber syringe filter.

5. **Methodology Part B: Jar Testing** using the AWWA’s *Cyanotoxin PAC Calculator*.

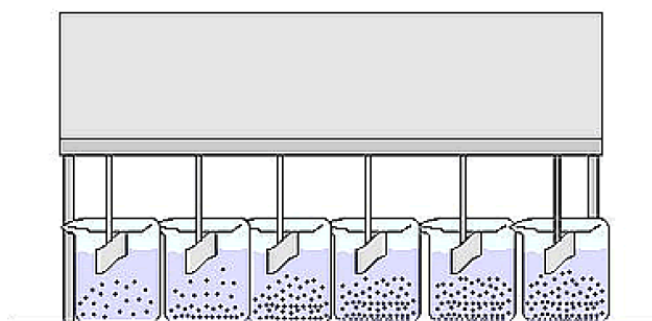
- The following process should be used to conduct the necessary jar tests

5.1 Obtain six-gang stirrer (e.g., Phipps and Bird Jar Testing Unit).

Hazen-Adams CyanoTOX Tool Supplemental Material	EFFECTIVE DATE: July 13, 2015 REVISION DATE: N/A
PAC Jar Testing Protocol for Cyanotoxin Removal in Drinking Water (Ver. 1.0)	Page 7 of 12



- 5.2 Enter number of dosages desired between six and 12 (recommended) in *Cyanotoxin PAC Calculator* and maximum PAC dosage to be used.
- 5.3 Based on the suggested dosages by the *Cyanotoxin PAC Calculator*, enter in the calculator the desired PAC dosages.
- 5.4 Procure all chemicals that are used at the treatment plant including coagulants, coagulant aids (polymer), and any pH adjustment chemicals (e.g., lime) and prepare the syringes for each jar.
- 5.5 Prepare PAC stock solution per instructions above and prepare a syringe for dosing PAC.
- 5.6 Collect water to be tested. This water should be raw water.
- 5.7 Fill test jars with water to the 2-L fill line.
- 5.8 Place jars underneath stir paddles in the Phipps and Bird jar tester.
- 5.9 With the prepped syringes, start the jar tester at the G value for rapid mix and add any associated chemicals that are typically added during rapid mix to the jars.
- 5.10 Immediately add selected PAC dose for each jar at this time.
- 5.11 Allow jars to mix at rapid mix speed for equivalent time as plant (plant matching). (DO NOT OVERMIX.)
- 5.12 Adjust mixing speed (G values) to simulate flocculation of treatment plant and allow to mix at this speed for equivalent time as plant. (DO NOT OVERMIX.)
 - Floc formation and PAC contact will be occurring during this time



- 5.13 Adjust mixing speed (G values) to simulate settling conditions (either very slow or possibly turning off rotation depending on plant conditions). This will vary depending on the type

Hazen-Adams CyanoTOX Tool Supplemental Material	EFFECTIVE DATE: July 13, 2015 REVISION DATE: N/A
PAC Jar Testing Protocol for Cyanotoxin Removal in Drinking Water (Ver. 1.0)	Page 8 of 12

- of flocculation/sedimentation processes present in the plant (e.g., super pulsators, plates and tubes, etc.) and allow to settle for equivalent time as plant.
- 5.14 Carefully draw sample from sample port on beaker without disturbing settled solids for analysis of cyanotoxin concentration, pH, turbidity, alkalinity and UV254.
 - It is recommended that samples for cyanotoxin analysis should be filtered through a 1.2- μ m glass fiber filter or equivalent prior to shipping and analysis to remove any remaining high molecular weight organics and particles that may continue to sorb cyanotoxins from the aqueous phase.
 - 5.15 Empty and rinse jars after all samples have been collected and recorded or prepared for shipment to external laboratory for analysis
 - 5.16 After cyanotoxin concentrations have been determined by laboratory analysis, enter results in *Cyanotoxin PAC Calculator* to analyze results.
 - 5.17 Re-run jar tests with PAC doses that performed the best for cyanotoxin concentration reduction (Steps 5.3 – 5.16):
 - Try varying doses of coagulant in the jars with the optimum PAC dose.
 - Try varying doses of polymer in the jars with the optimum PAC dose (if applicable).
 - 5.18 Collect samples from second set of jar tests (Step 5.12) and record results.
 - 5.19 Store results for optimum coagulant and polymer (if applicable) doses with best PAC dose for cyanotoxin removal with other standard operating procedures (SOPs) for quick reference during algal blooms or toxin events.
 - 5.20 An example of a datasheet used to organize the data collected from the jar test is shown on the final pages of this document or data can be entered into the PAC Calculator spreadsheet.

Hazen-Adams CyanoTOX Tool Supplemental Material	EFFECTIVE DATE: July 13, 2015 REVISION DATE: N/A
PAC Jar Testing Protocol for Cyanotoxin Removal in Drinking Water (Ver. 1.0)	Page 9 of 12

6. Analysis and Conclusions

- 6.1 Record data and information related to the PAC experiments in a laboratory notebook. A suggested method for organizing data is shown in the table on page 10 of this document. Alternatively, the Excel®-based spreadsheet calculator may be used to record and analyze results.
- 6.2 Upon receipt of the analytical results of the cyanotoxin concentration measurements, record those data in the notebook and spreadsheet as well. Make sure that a hard copy of all laboratory data are stored in the laboratory notebook or binder.
- 6.3 Confer with management and operations staff to discuss the following:
 - **PAC Dose:** Was there a PAC dose that provided the required level of cyanotoxin removal for a given set of water quality conditions?
 - **PAC Contact Time:** Does there appear to be sufficient contact time at the proposed PAC dosing location to provide the required removal based on the dose(s) tested?
 - **Unintended consequences:** Does the use of PAC change the operation of the other unit processes at the plant? Would the use of PAC require pH adjustment, changes in coagulant dose, or changes in filter operation and backwash? Is the plant able to handle and dispose of the residuals produced during PAC dosing? (What is the plan for residuals disposal?)
- 6.4 Based on discussions and evaluation of options and unintended consequences, list recommendations on the report form and in the laboratory notebook.
- 6.5 Place a copy of the test report and recommendations in the test binder stored in the laboratory and provide a copy to the operations manager and all other required personnel.
- 6.5 This information can be part of a cyanobacterial bloom action plan that should complement other source water management, withdrawal, and treatment modifications.

7. Quality Control

- 7.1 Any working dilutions of cyanotoxins should be made fresh daily and disposed of in accordance with local regulations or law (potentially, simply down the drain).
- 7.2 Raw water (or test water) should be collected and used within 24 hours, preferably on the same day of collection. However, allow the solution to reach room temperature or the desired testing temperature (using a water bath) prior to commencing oxidation experiments.
- 7.4 Dispose of remaining test solution in accordance with local regulations or law (potentially, simply down the drain).
- 7.5 Wash all glassware immediately after testing is complete.
- 7.6 Work on clean laboratory surfaces with fresh laboratory bench paper or bench mats.
- 7.7 Use proper personal protective equipment; use clean gloves to avoid cross-contaminating equipment, surfaces, and glassware.

Hazen-Adams CyanoTOX Tool Supplemental Material	EFFECTIVE DATE: July 13, 2015 REVISION DATE: N/A
PAC Jar Testing Protocol for Cyanotoxin Removal in Drinking Water (Ver. 1.0)	Page 10 of 12

8. Sources of Additional Information

- 8.1 AWWA Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 20th Edition
- 8.2 Phipps and Bird Jar Testing Procedures
- 8.3 The UC Center for Laboratory Safety
- 8.4 Knappe, D., Matsui, Y., Snoeyink, V. (1998) "Predicting the Capacity of Powdered Activated Carbon for Trace Organic Compounds in Natural Waters," *Environmental Science Technology*, 32, 1694–1698

Hazen-Adams CyanoTOX Tool Supplemental Material	EFFECTIVE DATE: July 13, 2015 REVISION DATE: N/A
PAC Jar Testing Protocol for Cyanotoxin Removal in Drinking Water (Ver. 1.0)	Page 11 of 12

JAR TEST STUDY

Date: 6/26/2015

Raw Water Source:

ABC River

Objective of Study:

To evaluate cyanotoxin removal with various PAC doses

Plant Match

Test No 1	Jar 1	Jar 2	Jar 3	Jar 4	Jar 5	Jar 6
PAC Dose (mg/L)	20	30	40	50	60	70
Coagulant Dose (mg/L)						
Polymer Dose (mg/L)						
Rapid Mix G						
Rapid Mix Time (min)						
Flocculation G						
Flocculation Time (min)						
Settling G						
Settling Time (min)						
Cyanotoxin Concentration (ug/L)						
pH						
UV ₂₅₄ (1/cm)						
Alkalinity (mg/L)						
Notes						

Optimized PAC Dose

Test No 2	Jar 1	Jar 2	Jar 3	Jar 4	Jar 5	Jar 6
PAC Dose (mg/L)	40	40	40	40	40	40
Coagulant Dose (mg/L)						
Polymer Dose (mg/L)						
Rapid Mix G						
Rapid Mix Time (min)						
Flocculation G						
Flocculation Time (min)						
Settling G						
Settling Time (min)						
Cyanotoxin Concentration (ug/L)						
pH						
UV ₂₅₄ (1/cm)						
Alkalinity (mg/L)						
Notes						

6.4. Informe de diagnóstico estructural de filtros de planta vieja

**ESTUDIO DE RECOMENDACIÓN DE LA
ALTERNATIVA MÁS CONVENIENTE PARA
ASEGURAR EL
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL
SISTEMA METROPOLITANO**

PROYECTO CAF-OSE

**INFORME DE DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE FILTROS DE
PLANTA VIEJA**

HAZEN – SEINCO

**Montevideo
Uruguay**

Ref.: S875

Fecha:	Archivo:	Elaborado:	Revisado:	Aprobado:
6 de Abril 2017	AASM CAF - JR Diagnóstico filtros de arena		JOB	FG

INDICE

1. OBJETIVO	3
2. ANTECEDENTES	3
3. ESTUDIO DE ANTECEDENTES E INSPECCIÓN	3
4. REPERCUSIONES ESTRUCTURALES DE LA PROPUESTA.....	5
5. POTENCIALES LIMITANTES	6
6. INTERVENCIONES REQUERIDAS PARA LAS NUEVAS OBRAS	6
7. CONCLUSIONES.....	7

Lista de Figuras

Figura 3-1: Ausencia de estructura de postensado en posición proyectada.	4
Figura 3-2: Ubicación real de los cabezales de postensado.	4
Figura 3-3: Armadura expuesta y corroída en borde inferior de canales de recolección de lavado.	5
Figura 3-4: Deterioro y rotura de umbral en vertederos de recolección de agua de lavado.	5

1. OBJETIVO

Se emite este informe preliminar que busca validar estructuralmente la reforma de las unidades de filtrado de manto único construida originalmente por la Empresa Álvaro Palenga y proyecto de la firma INFILCO INC. del año 1963.

2. ANTECEDENTES

Al producirse algunas patologías estructurales de importancia, el Ing. Alberto Ponce propone en el año 1987 refuerzos estructurales que son ejecutados.

Los mencionados refuerzos implicaron intervenciones varias tales como postensado extradado de paredes intermedias entre filtros, recrecido de losa intermedia entre filtro y depósito de agua filtrada, refuerzo con estribos de corte en paredes estructurales, recuperación de morteros de terminación de paredes, etc.

Se puede afirmar que las medidas propuestas y adoptadas autoría del Ing. Ponce han tenido un competente desempeño estructural con funcionamiento de casi 30 años.

No obstante, hidráulicamente, las intenciones practicadas en la losa de fondo, redujo en forma apreciable la capacidad de conducción, fundamentalmente en el retrolavado de filtros donde se aumentan los caudales; en definitiva la distribución del agua de lavado encuentra obstáculos por reducción de áreas de pasaje y en los vanos más alejada no se llega suficiente caudal ni carga.

En el presente estudio se propone una solución hidráulica que implica generar un nuevo canal de conducción de agua de lavado dispuesto sobre el fondo del filtro en el espacio ocupado por el material filtrante.

Dicha propuesta conceptual de febrero 2017 se muestra en el plano S875-0SE CAF H 41; implica generar un canal de altura variable, estructuralmente montado entre vigas intermedias invertidas espaciadas aprox. 0.60 m; las vigas indicadas cuentan con 3 ventanas por el que escurre el agua filtrada o de retrolavado, le da soporte a las losetas filtrante y cuelga el piso estructural divisorio entre filtro y depósito inferior.

3. ESTUDIO DE ANTECEDENTES E INSPECCIÓN

Se nos suministró un conjunto representativo de antecedentes gráficos que permiten comprender el funcionamiento estructural. De las obras originales de INFILCO INC sólo se contó con planos generales (no estructurales) y de la propuesta de refuerzos del Ing. Ponce, documentos más específicos.

Se practicó una inspección el pasado 27/03/17 en la que participó el Ing. Gonzalo Cetrángolo del IET de la Fing. de la UDELAR; los Ings. Gerardo Cristalli y Alejandro Capeluto de OSE; y los Ings. Jorge Rodríguez, Jorge O. Bellagamba y Nicolás Cunha de SEINCO.

La simple apreciación visual en una de las unidades, hoy inoperativa y vaciada, evidencia algunas patologías que a título informativo y no exhaustivo se señalan:

- Ubicación de los cables de postensado en una ubicación diferente a la mostrada en los recaudos gráficos.
- Ídem geometría y ubicación de los cabezales de anclaje.
- Superficie de los muros perimetrales de la unidad por debajo de la cota de inundación son profunda afectación de la pasta del cemento en superficie con plena exposición de los áridos gruesos.
- Canales intermedios con superficies en situación similar, con hormigones cuya pasta se ha afectado al punto de que se puede desgranar por zonas sin aplicar gran energía.
- También en los canales exposición de armaduras corroídas.
- También en los canales borde de cima desprendido y mal nivelado.



Figura 3-1: Ausencia de estructura de postensado en posición proyectada.



Figura 3-2: Ubicación real de los cabezales de postensado.



Figura 3-3: Armadura expuesta y corroída en borde inferior de canales de recolección de lavado.



Figura 3-4: Deterioro y rotura de umbral en vertederos de recolección de agua de lavado.

4. REPERCUSIONES ESTRUCTURALES DE LA PROPUESTA

El peso que aplicaría en nuevo canal de distribución que se ha propuesto sustituye parcialmente al manto filtrante y no genera nuevas cargas.

Además el actual fondo filtrante ejecutado con losetas Wheeler se sustituye por uno nuevo con boquillas y en consecuencia tampoco modifica el estado de cargas permanentes.

Concluimos que amén de las dificultades constructivas y las dudas que formulamos, la propuesta no modifica sustancialmente el comportamiento de la estructura reforzada a partir de propuesta de refuerzos del Ing. Ponce de 1987 que fue adoptada.

5. POTENCIALES LIMITANTES

Ya indicamos precedentemente lo que ha resultado de nuestra inspección visual efectuada el día 27/03 del presente.

Aún no estamos en condiciones razonables de opinar sobre el origen de las patologías presentes pero sí hay algunos aspectos que se deben investigar si se decide continuar con un proyecto de rehabilitación de los filtros actuales.

Los hormigones están sumergidos en agua de PH prácticamente neutro pero con presencia de cloruros y sulfatos. El ión cloro puede inducir corrosión de las barras y el ión sulfatos degradar severamente a los hormigones; se ve que ambos poluentes presentes en el liquido constituyen una amenaza seria.

Las sales de sulfato en solución ingresan al hormigón y potencialmente atacan los materiales cementicios provocando la degradación/expansión/fisuración. Hay también procesos relacionados con los sulfatos que pueden dañar al hormigón incluso sin expansión, por ejemplo en hormigones expuesto a sulfatos solubles puede sufrir ablandamiento de la matriz de la pasta o un aumento de su porosidad global; estos dos efectos también pueden reducir su durabilidad.

También se debe comprobar la compatibilidad entre los hormigones que se mantienen y los nuevos morteros superficiales que restituyan a los actualmente degradados.

La comprobación de todos los procesos que han generado las patologías requiere del retiro de testigos en los cuales practicar las determinaciones mediante análisis químicos y petrográficos.

En lo que refiere a la corrosión de armaduras se deberían practicar cateos para su verificación.

6. INTERVENCIONES REQUERIDAS PARA LAS NUEVAS OBRAS

Una vez comprobado de que el estado de los hormigones y barras de acero no constituyen una limitante seria, anunciamos a título informativo, no exhaustivo ni limitativo algunas de las medidas que entendemos imprescindibles:

- Demolición de los canales de distribución/recolección de lavado y ejecución de otros nuevos; lo anterior podría requerir generar cabezales para el anclaje de las nuevas barras en las paredes perpendiculares a las mismas.
- Ejecución de las obras nuevas de canales de distribución/recolección de lavado y fondo de losas filtrantes.
- Retiro con fresado de las superficies de muros para sanear los hormigones actualmente degradados.
- Aplicación de puentes de adherencia y restitución de recubrimientos con morteros cementicios modificados.

7. CONCLUSIONES

Como ya dicho, concluimos que amén de las dificultades constructivas y las limitantes formuladas, que la propuesta de SEINCO-HAZEN no modifica sustancialmente el comportamiento actual de las estructuras. De procederse en tal sentido, hemos indicado sucintamente las intervenciones para las obras requeridas.

Es imprescindible para seguir con la iniciativa de que en forma previa se compruebe los procesos que han generado las patologías con el retiro de testigos en los cuales practicar las determinaciones mediante análisis químicos y petrográficos de los hormigones y cateos de la situación de corrosión de las armaduras.

6.5. Memoria de Cálculo

6.5.1. Memoria de cálculo de ampliación

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
1	Datos de Partida				
	Caudal máximo diario	d	926.400	m³/d	
	Porcentaje de pérdidas	d	0%		
	Caudal medio diario de diseño	c	926.400	m³/d	
		c	10.722	l/s	
	Temperatura	d	12	°C	
	Viscosidad dinámica	c	1,26E-04	kgf.s/m²	
	Viscosidad cinemática	c	1,24E-06	m²/s	
	Densidad (ρ)	c	999,5	kg/m³	
2	Unidades N°3 y 6 de Flocculación (Sedimentadores Horizontales Modificados)				
	Caudal de diseño Unidades N° 3 y 6	d	22.500,0	m³/h	
			6.250,0	l/s	
2,1	Floculadores existentes:				
2,11	Datos generales:				
	Número de unidades de flocculación en paralelo	d	2,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por unidad	c	3.125,0	l/s	
	Número de módulos en paralelo por unidad	d	1,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por módulo	c	3.125,0	l/s	
	Número de líneas de tratamiento por módulo	d	1,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por línea	c	3.125,0	l/s	Son 12 líneas por unidad
	Número de unidades en serie	d	7,0	Unid	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
2,12	<u>Parámetros operativos:</u>				
	Altura útil	d	4,5	m	
	Ancho de cada celda	d	11,0	m	
	Largo de cada celda	d	10,6	m	
	Volumen de cada celda	c	524,7	m3	
	Tiempo de retención hidráulico	c	19,6	min	
2,13	<u>Pasaje entre celdas (superiores):</u>				
	Número de pasajes	d	3,0	Unid	
	Ancho de pasaje	d	11,00	m	
	Altura de pasaje	d	1,00	m	Pasan de 0,55 a 0,90 m
	Radio hidráulico	c	0,46	m	
	Factor de fricción	d	0,02	Adim	
	Velocidad	c	0,28	m/s	
	Gradiente de velocidad	c	10,04	1/s	
	Coeficiente de pérdida de carga	d	0,70	Adim	
	Pérdida de carga por pasaje	c	0,008	m	
	Pérdida de carga total en pasajes	c	0,03	m	
2,14	<u>Pasaje entre celdas (inferiores):</u>				
	Número de pasajes	d	3,0	Unid	
	Ancho de pasaje	d	11,00	m	
	Altura de pasaje	d	1,00	m	Quedan en 0,90 m
	Radio hidráulico	c	0,46	m	
	Factor de fricción	d	0,02	Adim	
	Velocidad	c	0,28	m/s	
	Gradiente de velocidad	c	10,04	1/s	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Coeficiente de pérdida de carga	d	0,70	Adim	
	Pérdida de carga por pasaje	c	0,008	m	
	Pérdida de carga total en pasajes	c	0,03	m	
2,2	<u>Floculadores Proyectados en Unidades N° 3 y 6:</u>				
2,21	<u>Datos generales:</u>				
	Número de unidades de Floculación en paralelo	d	4,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por unidad	c	1.562,5	l/s	
	Número de módulos en paralelo por unidad	d	1,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por módulo	c	1.562,5	l/s	
	Número de líneas de tratamiento por módulo	d	1,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por línea	c	1.562,5	l/s	Son 12 líneas por unidad
	Número de unidades en serie	d	4,0	Unid	
2,22	<u>Entrada a Unidades:</u>				
2,221	<u>Compuerta a canal de entrada</u>				
	Ancho	d	1,60	m	
	Alto	d	1,40	m	
	Velocidad	c	0,70	m/s	
	Factor de pérdida de carga	d	0,70	Adim	
	Pérdida de carga	c	0,05	m	
2,222	<u>Canal de entrada a unidades</u>				
	Ancho del canal de entrada	d	1,8	m	
	Profundidad de agua	d	4,6	m	
	Velocidad máxima	c	0,19	m/s	Principio del canal

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
2,223	Velocidad mínima	c	0,19	m/s	Final del canal
	<i>Compuerta de entrada a unidades</i>				
	Ancho	d	2,00	m	
	Alto	d	2,00	m	
	Velocidad	c	0,39	m/s	
	Factor de pérdida de carga	d	0,70	Adim	
2,23	Pérdida de carga	c	0,02	m	
	<u>Parámetros operativos:</u>				
	Profundidad útil	d	4,50	m	
	Ancho de cada celda	d	5,45	m	
	Largo de cada celda	d	6,75	m	Unidades 3 y 6 difieren (L6=7,05 m y L3=6,40 m)
	Volumen de cada celda	c	165,5	m3	
2,24	Tiempo de retención hidráulico	c	7,1	min	
	<u>Mezcla mecánica (Tipo Turbina):</u>				
	Diámetro de Turbina (D)	d	1,60	m	Se disminuye con respecto al anteproyecto
	Largo de c/ paleta (B)	c	0,80	m	
	Ancho de c/ paleta (b)	c	0,20	m	Valor proyectado, paleta inclinada 45°
	Número de rotaciones de turbina (n)	d	0,85	1/s	Variar
	Número de rotaciones de turbina (N)	c	51,00	1/min	
	Número de Reynolds (Re)	c	1,75E+06	adim	
	Número de potencia (Np)	d	0,74	adim	Ver Figura 7.10.4 pág. 262 John Bratby: Axial-flow unit with cross-baffles
	Potencia hidráulica	c	485,52	kg.m/s	
			4,76	kW	
	Gradiente de velocidad	c	152	1/s	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Rendimiento mecánico moto-reductor	d	70%		
	Potencia estimada del motor	c	6,8	kW	
	<i>Verificaciones geométricas:</i>				
	Posición de paletas con respecto a fondo (h)	d	1,50	m	
	Relación L/D	c	4,22	adim	Entre 2,0 y 6,6
	Relación H/D	c	2,81	adim	Entre 2,7 y 3,9
	Relación h/D	c	0,94	adim	Entre 0,9 y 1,1
2,25	<u>Pasaje entre celdas:</u>				
	Número de pasajes	d	1,0	Unid	
	Ancho de pasaje	d	2,00	m	
	Altura de pasaje	d	2,00	m	
	Radio hidráulico	c	0,50	m	
	Factor de fricción	d	0,02	Adim	
	Velocidad	c	0,39	m/s	
	Gradiente de velocidad	c	15,50	1/s	
	Coeficiente de pérdida de carga	d	0,70	Adim	
	Pérdida de carga por pasaje	c	0,016	m	
	Pérdida de carga total en pasajes	c	0,02	m	
	<u>Unidad N°4 de Floculación (Sedimentadores Horizontales Modificados)</u>				
	Caudal de diseño Unidad N° 4	d	8.000,0	m³/h	
			2.222,2	l/s	
3,1	<u>Floculadores Proyectados en Unidad N°4:</u>				
3,11	<u>Datos generales:</u>				
	Número de unidades de Floculación en	d	2,0	Unid	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	paralelo				
	Caudal medio de tratamiento por unidad	c	1.111,1	l/s	
	Número de módulos en paralelo por unidad	d	1,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por módulo	c	1.111,1	l/s	
	Número de líneas de tratamiento por módulo	d	1,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por línea	c	1.111,1	l/s	
	Número de unidades en serie	d	12,0	Unid	
3,12	<u>Entrada a Unidades:</u>				
3,121	<i>Compuerta a canal de entrada</i>				
	Ancho	d	1,80	m	
	Alto	d	1,80	m	
	Velocidad	c	0,34	m/s	
	Factor de pérdida de carga	d	0,70	Adim	
	Pérdida de carga	c	0,01	m	
3,122	<i>Canal de entrada a unidades</i>				
	Ancho del canal de entrada	d	1,8	m	
	Profundidad de agua	d	4,6	m	
	Velocidad máxima	c	0,14	m/s	Principio del canal
	Velocidad mínima	c	0,14	m/s	Final del canal
3,123	<i>Compuerta de entrada a unidades</i>				
	Ancho	d	2,00	m	
	Alto	d	2,00	m	
	Velocidad	c	0,28	m/s	
	Factor de pérdida de carga	d	0,70	Adim	
	Pérdida de carga	c	0,01	m	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
3,13	<u>Parámetros operativos:</u>				
	Profundidad útil	d	4,50	m	
	Ancho de cada celda	d	5,45	m	
	Largo de cada celda	d	6,75	m	
	Volumen de cada celda	c	165,5	m3	
	Tiempo de retención hidráulico	c	29,8	min	
3,14	<u>Mezcla mecánica (Tipo Turbina):</u>				
	Diámetro de Turbina (D)	d	1,60	m	Se disminuye con respecto al anteproyecto
	Largo de c/ paleta (B)	c	0,80	m	
	Ancho de c/ paleta (b)	c	0,20	m	Valor proyectado, paleta inclinada 45°
	Número de rotaciones de turbina (n)	d	0,55	1/s	Variar
	Número de rotaciones de turbina (N)	c	33,00	1/min	
	Número de Reynolds (Re)	c	1,13E+06	adim	
	Número de potencia (Np)	d	0,74	adim	Ver Figura 7.10.4 pág. 262 John Bratby: Axial-flow unit with cross-baffles
	Potencia hidráulica	c	131,54	kg.m/s	
			1,29	kW	
	Gradiente de velocidad	c	79	1/s	
	Rendimiento mecánico moto-reductor	d	70%		
	Potencia estimada del motor	c	1,8	kW	
	<u>Verificaciones geométricas:</u>				
	Posición de paletas con respecto a fondo (h)	d	1,50	m	
	Relación L/D	c	4,22	adim	Entre 2,0 y 6,6
	Relación H/D	c	2,81	adim	Entre 2,7 y 3,9
	Relación h/D	c	0,94	adim	Entre 0,9 y 1,1

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
3,15	<u>Pasaje entre celdas:</u>				
	Número de pasajes	d	1,0	Unid	
	Ancho de pasaje	d	2,00	m	
	Altura de pasaje	d	2,00	m	
	Radio hidráulico	c	0,50	m	
	Factor de fricción	d	0,02	Adim	
	Velocidad	c	0,28	m/s	
	Gradiente de velocidad	c	9,30	1/s	
	Coeficiente de pérdida de carga	d	0,70	Adim	
	Pérdida de carga por pasaje	c	0,008	m	
	Pérdida de carga total en pasajes	c	0,01	m	
4	<u>Unidades N°3 y 6 de Sedimentación</u> <u>(Sedimentadores Horizontales Modificados)</u>				
	Caudal de diseño de la planta	d	22.500,0	m³/h	
			6.250,0	l/s	
	Número de módulos de sedimentación en paralelo	d	4,0	Unid	Son 3 unidades
	Caudal medio de tratamiento por módulo	c	1.562,5	l/s	Son 3 unidades
	Número de unidades en paralelo por módulo	d	1,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por unidad	c	1.562,5	l/s	
	Número de líneas de tratamiento por módulo	d	10,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por línea	c	156,3	l/s	Son 12 líneas por unidad
	Número de celdas por línea	d	2,0	Unid	
	Caudal de diseño de cada celda	c	78,1	l/s	
			281,3	m³/h	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
4,1	Ancho de cada celda	d	2,60	m	
	Longitud de unidades	d	21,80	m	Unidades 3 y 6 difieren (L6=20,5 m y L3=23,1 m)
4,11	<u>Cálculo de placas:</u>				
	<i>Geometría de los módulos de sedimentación:</i>				
	Ángulo de inclinación de las placas	d	60,00	°	
			1,05	rad	
	Longitud de las placas (Lamella)	d	120,00	cm	
	Altura de placas	c	103,92	cm	
	Longitud útil de las placas	c	115,00	cm	
	Ancho de los ductos conformados	d	6,00	cm	
	Altura de los ductos conformados	d	6,00	cm	
	Longitud relativa (Lu/d)	c	19,17	adim	
	Factor de forma de las placas (S)	d	1,33	adim	Ductos de sección circular
	Factor de forma (F)	c	6,79		
4,12	<i>Dimensionado de la celda:</i>				
	Velocidad de sedimentación de la partícula	c	1,53	cm/min	
		c	22,03	m/d	
		c	2,55E-04	m/s	
	Área superficial útil calculada	c	45,1	m ²	
	Área total necesaria	c	46,7	m ²	Incluye superficie inutilizada
	Tasa equivalente	c	6,0	m ³ /m ² /h	
	Longitud necesaria	c	17,96	m	
	Longitud asumida	d	21,80	m	
	Área superficial útil establecida	c	55,1	m ²	
	Área total necesaria establecida	c	56,7	m ²	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Tasa resultante	c	5,0	m ³ /m ² /h	
			119	m ³ /m ² /d	Arboleda: Entre 120 - 180 m ³ /m ² /d. Ed 2000, pag 201.
	Velocidad longitudinal	c	0,16	cm/s	<0,3 cm/s (<0,35 cm/s por pliego)
	Radio hidráulico	c	1,50	cm	Equivale a diámetro de 5 cm, pliego
	Número de Reynolds	c	79	adim	<400, implica flujo laminar estable
	Factor de fricción	c	0,8	adim	
	Velocidad de arrastre - Fórmula de Cunha	c	0,08	cm/s	Verifica arrastre de sedimentos
4,2	<u>Distribución de agua floculada:</u>				
4,21	<u>Orificios de distribución:</u>				
	Separación entre orificios de descarga	d	0,75	m	
	Número de orificios en la longitud de la unidad	c	29,0	Unid	
	Diámetro interno de los orificios	d	160	mm	
	Caudal por orificio	c	2,69	l/s	
	Velocidad de distribución en los orificios	c	0,13	m/s	Preferentemente menor a 0,2 m/s
	Pérdida de carga en los orificios	c	0,003	m	
	Área de los orificios	d	0,020	m ²	
	Perímetro mojado	c	0,50	m	
	Radio hidráulico	c	0,040	m	
	Factor de fricción	d	0,02	Adim	
	Gradiente de velocidad	c	11,01	1/s	
4,22	<u>Verificación de distribución uniforme:</u>				
	Área total de orificios	c	1,17	m ²	
	Ancho del ducto	d	0,80	m	
	Altura mayor del ducto	d	3,70	m	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Altura menor del ducto	d	1,20	m	
	Área de la sección inicial del canal	c	2,96	m ²	
	Relación de áreas	c	0,39	adim	Preferentemente < 0,5 para distribución uniforme
4,3	<u>Recolección de agua sedimentada</u>				
4,31	<u>Canaletas secundarias de recolección:</u>				
	Relación d/h máxima (distancia entre canales/altura de agua sobre módulos)	d	3,00	adim	Para una tasa de sedimentación de 180 m ³ /m ² /d
	Altura de agua sobre módulos de sedimentación	d	0,85	m	
	Separación máxima entre canaletas	c	2,55	m	
	Separación entre canaletas adoptada	d	2,00	m	Separación entre ejes
	Número de canaletas	c	11,00	Unid	
	Caudal por canaleta	c	7,10	l/s	
	Longitud de la canaleta	d	2,50	m	
	Ancho interno de la canaleta	d	0,20	m	
	Tirante máximo en el canal	c	0,11	m	Canal con descarga libre
	Altura de canaleta	d	0,25	m	
4,32	<u>Canal principal de recolección:</u>				
	Caudal de diseño	d	156,25	l/s	
	Ancho interno del canal	d	0,80	m	
	Tirante de agua en el canal	d	2,40	m	
	Velocidad	c	0,08	m/s	
4,33	<u>Vertedero triangular:</u>				
	Altura de vertedero	d	0,05	m	
	Ancho de vertedero	c	0,10	m	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Ancho total de vertedero	c	0,15	m	
	Número de vertederos	c	17,3	Unid	
	Número de vertederos adoptados	d	17,0	Unid	
	Caudal por vertedero	c	0,21	l/s	
	Altura de agua sobre vertederos	c	0,029	m	Formula de Thompson
			2,9	cm	
4,4	<u>Sistema de extracción de lodos</u>				
4,401	<i>Producción de lodo</i>				
	Volumen diario de lodo producido por cada celda línea	c	476,5	m³/d	
	Volumen de tolva de acumulación y descarga	c	98	m³	
	Número de purgas por día	c	5	Unid	
	Frecuencia entre purgas	c	296	min	
4,411	<i>Datos generales</i>				
	Concentración de lodo decantado	d	0,5%		
	k (Factor de pérdida de carga)	c	1,21	adim	
4,421	<i>Orificios de recolección de lodos:</i>				
	Separación entre tubos	d	0,50	m	Variable 1 a modificar
	Número de ductos en longitud	c	43,00	Unid	
	Número total de ductos	d	86,00	Unid	
	Longitud de tubo	d	1,20	m	
	Caudal de descarga de lodo por orificio	d	0,0060	m³/s	Variable 2 a modificar
	Caudal total de descarga de lodo		0,516	m³/s	
	Diámetro Nominal de la tubería de recolección	d	75	mm	Tubería PVC agua
	Espesor de pared	d	3,6	mm	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Diámetro interno de los orificios	d	67,8	mm	
	Velocidad en orificios	c	1,66	m/s	
	Diámetro de esfera de influencia de descarga	c	0,60	m	
	Separación máxima entre orificios	c	0,52	m	
	Velocidad en punto medio de descargas	c	3,06	cm/s	Preferentemente > 2,1 cm/s
5	<u>Unidades N°4 de Sedimentación</u> <u>(Sedimentadores Horizontales Modificados)</u>				
	Caudal de diseño de la planta	d	8.000,0	m³/h	
			2.222,2	l/s	
	Número de módulos de sedimentación en paralelo	d	2,0	Unid	Son 3 unidades
	Caudal medio de tratamiento por módulo	c	1.111,1	l/s	Son 3 unidades
	Número de unidades en paralelo por módulo	d	1,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por unidad	c	1.111,1	l/s	
	Número de líneas de tratamiento por módulo	d	7,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por línea	c	158,7	l/s	Son 12 líneas por unidad
	Número de celdas por línea	d	2,0	Unid	
	Caudal de diseño de cada celda	c	79,4	l/s	
			285,7	m³/h	
	Ancho de cada celda	d	2,60	m	
	Longitud de unidades	d	21,80	m	Unidades 3 y 6 difieren (L6=20,5 m y L3=23,1 m)
5,1	<u>Cálculo de placas:</u>				
5,11	<i>Geometría de los módulos de sedimentación:</i>				
	Ángulo de inclinación de las placas	d	60,00	°	
			1,05	rad	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Longitud de las placas (Lamella)	d	120,00	cm	
	Altura de placas	c	103,92	cm	
	Longitud útil de las placas	c	115,00	cm	
	Ancho de los ductos conformados	d	6,00	cm	
	Altura de los ductos conformados	d	6,00	cm	
	Longitud relativa (Lu/d)	c	19,17	adim	
	Factor de forma de las placas (S)	d	1,33	adim	Ductos de sección circular
	Factor de forma (F)	c	6,79		
5,12	<i>Dimensionado de la celda:</i>				
	Velocidad de sedimentación de la partícula	c	1,53	cm/min	
		c	22,03	m/d	
		c	2,55E-04	m/s	
	Área superficial útil calculada	c	45,9	m ²	
	Área total necesaria	c	47,4	m ²	Incluye superficie inutilizada
	Tasa equivalente	c	6,0	m ³ /m ² /h	
	Longitud necesaria	c	18,24	m	
	Longitud asumida	d	21,80	m	
	Área superficial útil establecida	c	55,1	m ²	
	Área total necesaria establecida	c	56,7	m ²	
	Tasa resultante	c	5,0	m ³ /m ² /h	
			121	m ³ /m ² /d	Arboleda: Entre 120 - 180 m ³ /m ² /d. Ed 2000, pag 201.
	Velocidad longitudinal	c	0,17	cm/s	<0,3 cm/s (<0,35 cm/s por pliego)
	Radio hidráulico	c	1,50	cm	Equivale a diámetro de 5 cm, pliego
	Número de Reynolds	c	0	adim	<400, implica flujo laminar estable

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Factor de fricción	c	12831,3	adim	
	Velocidad de arrastre - Fórmula de Cunha	c	0,00	cm/s	Verifica arrastre de sedimentos
5,2	<u>Distribución de agua floculada:</u>				
5,21	<u>Orificios de distribución:</u>				
	Separación entre orificios de descarga	d	0,75	m	
	Número de orificios en la longitud de la unidad	c	29,0	Unid	
	Diámetro interno de los orificios	d	160	mm	
	Caudal por orificio	c	2,74	l/s	
	Velocidad de distribución en los orificios	c	0,14	m/s	Preferentemente menor a 0,2 m/s
	Pérdida de carga en los orificios	c	0,003	m	
	Área de los orificios	d	0,020	m ²	
	Perímetro mojado	c	0,50	m	
	Radio hidráulico	c	0,040	m	
	Factor de fricción	d	0,02	Adim	
	Gradiente de velocidad	c	0,09	1/s	
5,22	<u>Verificación de distribución uniforme:</u>				
	Área total de orificios	c	1,17	m ²	
	Ancho del ducto	d	0,80	m	
	Altura mayor del ducto	d	3,70	m	
	Altura menor del ducto	d	1,20	m	
	Área de la sección inicial del canal	c	2,96	m ²	
	Relación de áreas	c	0,39	adim	Preferentemente < 0,5 para distribución uniforme
5,3	<u>Recolección de agua sedimentada</u>				
5,31	<u>Canaletas secundarias de recolección:</u>				
	Relación d/h máxima (distancia entre	d	3,00	adim	Para una tasa de sedimentación de 180 m ³ /m ² /d

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	canales/altura de agua sobre módulos)				
	Altura de agua sobre módulos de sedimentación	d	0,85	m	
	Separación máxima entre canaletas	c	2,55	m	
	Separación entre canaletas adoptada	d	2,00	m	Separación entre ejes
	Número de canaletas	c	11,00	Unid	
	Caudal por canaleta	c	7,22	l/s	
	Longitud de la canaleta	d	2,50	m	
	Ancho interno de la canaleta	d	0,20	m	
	Tirante máximo en el canal	c	0,11	m	Canal con descarga libre
	Altura de canaleta	d	0,25	m	
5,32	<i>Canal principal de recolección:</i>				
	Caudal de diseño	d	158,73	l/s	
	Ancho interno del canal	d	0,80	m	
	Tirante de agua en el canal	d	2,40	m	
	Velocidad	c	0,08	m/s	
5,33	<i>Vertedero triangular:</i>				
	Altura de vertedero	d	0,05	m	
	Ancho de vertedero	c	0,10	m	
	Ancho total de vertedero	c	0,15	m	
	Número de vertederos	c	17,3	Unid	
	Número de vertederos adoptados	d	17,0	Unid	
	Caudal por vertedero	c	0,21	l/s	
	Altura de agua sobre vertederos	c	0,030	m	Formula de Thompson
			3,0	cm	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
6	Unidades de Filtración (Filtros de Arena Modificados)				
	Caudal de diseño de la planta	d	32.000,0	m³/h	
			8.888,9	l/s	
	Número de unidades de Filtración en paralelo	d	1,0	Unid	
	Caudal medio de tratamiento por unidad	c	8.888,9	l/s	
	Número de filtros por unidad de tratamiento	d	20,0	Unid	
	Caudal medio por filtro	c	444,4	l/s	
	Ancho de cada filtro	d	3,98	m	Estimado a verificar
	Longitud de cada filtro	d	19,10	m	
	Área de cada celda	c	76,0	m²	
	Número de celdas	d	2,00	Unid	
	Área de cada filtro	c	152,0	m²	
6,1	<u>Entrada a Unidades:</u>				
6,11	<i>Ducto de entrada a unidades</i>				
	Número de filtros atendidos por canal	d	5,00	Unid	
	Caudal por cada ducto	c	2.222	l/s	
	Ancho	d	1,60	m	
	Alto	d	1,00	m	
	Velocidad	c	1,39	m/s	
	Factor de fricción	d	0,02	Adim	
	Radio hidráulico	c	0,31	m	
	Longitud del conducto	d	70,00	m	
	Pérdida de carga distribuida	c	0,11	m	
6,12	<i>Compuertas de entrada a unidades</i>				

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
6,13	Número de compuertas de entrada	d	1,0	Unid	
	Ancho	d	0,75	m	
	Alto	d	0,75	m	
	Velocidad	c	0,79	m/s	
	Factor de pérdida de carga	d	0,70	Adim	
	Pérdida de carga	c	0,06	m	
	<i>Ventanas de entrada por vertederos de recolección lavado</i>				
	Número de pasajes	d	18,0	Unid	
	Ancho	d	0,45	m	
	Alto	d	0,38	m	
	Velocidad	c	0,14	m/s	
	Factor de pérdida de carga	d	0,70	Adim	
	Pérdida de carga	c	0,00	m	
	<u>Manto Filtrante:</u>				
6,2	Tasa de filtración media	c	10,52	m3/m2/h	Arboleda Valencia: Entre 10 - 25 m3/m2/h
	Tasa de filtración máxima (lavado de 2 filtro)	c	11,69	m3/m2/h	
	Espesor del manto de antracita	d	0,50	m	
	Tamaño efectivo antracita (Te)	d	1,00	mm	
	Porosidad inicial antracita (Po)	d	0,52	Adim	
	Coeficiente de uniformidad antracita (Cu)	d	1,40	Adim	
	Peso específico de antracita	d	1,55	kg/l	
	Coeficiente de esfericidad antracita (Ce)	d	0,50	Adim	
	Espesor del manto de arena	d	0,30	m	
	Tamaño efectivo arena (Te)	d	0,50	mm	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Porosidad inicial arena (Po)	d	0,42	Adim	
	Coeficiente de uniformidad arena (Cu)	d	1,50	Adim	
	Peso específico de arena	d	2,60	kg/l	
	Coeficiente de esfericidad arena (Ce)	d	0,80	Adim	
	Espesor del manto soporte de grava	d	0,20	m	
	Tamaño mínimo de grava	d	3,60	mm	
	Tamaño máximo de grava	d	6,30	mm	
	Porosidad inicial grava	d	0,40	Adim	
	Coeficiente de esfericidad grava (Ce)	d	0,82	Adim	
	Relación d4/d2	c	2,04	Adim	
	Relación d1/d3	c	2,00	Adim	
	Tamaño máximo de arena	d	0,95	mm	Verifica ok
	Tamaño máximo de antracita	c	1,94	mm	Verifica ok
	Pérdida de carga en manto de antracita	c	0,62	m	Filtro Sucio
	Pérdida de carga en manto de arena	c	1,04	m	Filtro Sucio
	Pérdida de carga en manto de grava	c	0,00	m	Filtro Sucio
	Pérdida de carga en falso fondo Leopold	c	0,04	m	
6,3	<u>Tubería de salida:</u>				
	Pérdida de carga en manifold de salida	c	0,48	m	
6,4	<u>Vertedero de salida a TAF:</u>				
	Ancho de cada vertedero	d	5,5	m	Vertedero a cota 11,20
	Tirante sobre vertederos	c	1,12	m	
6,5	<u>Lavado de filtros con agua:</u>				
6,51	Consumo de ALF				
	Número de filtros	d	20,00	Unid	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Tasa de lavado con agua	d	0,50	m/min	
	Caudal de agua de lavado	c	2.281	m³/h	
	Tasa de lavado con agua + aire	d	0,13	m/min	1/4 de la tasa plena de lavado
	Caudal de agua de lavado con agua + aire	c	570	m³/h	
	Secuencia de lavado:				
	a) Tiempo de lavado con aire	d	5	min	
	b) Tiempo de lavado con aire + agua	d	5	min	
	c) Tiempo de lavado con agua	d	10	min	
	Volumen de agua consumido en b)	c	47,5	m3	
	Volumen de agua consumido en c)	c	380,1	m3	
	Volumen total consumido en 1 lavado	c	427,6	m3/d	
	Volumen de reserva (necesario para 4 lavados)	c	1.710,4		Consumido en cuatro lavados
	Período de recarga del depósito de lavado	d	4,0	hs	
	Caudal de recarga	c	427,6	m3/h	
	Diámetro de la tubería principal de bombeo	d	300	mm	
	Velocidad	c	1,68	m/s	
	Número de bombas operativas	d	1,0	Unid	(1+1): Dos operativas, y uno de respaldo.
	Factor de bombeo	d	1,2	Adim	
	Caudal de cada bomba	c	513,1	m3/h	
	Diámetro de la tubería secundaria de bombeo	d	300	mm	
	Velocidad	c	2,02	m/s	
6,52	<i>Carga disponible para lavado</i>				
	Umbral de vertedero de descarga de ALF	d	15,10	m	
	Nivel mínimo en depósito de lavado	d	22,05	m	
	Nivel máximo en depósito de lavado	d	24,45	m	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
6,53	Carga disponible promedio	c	8,15	m	
	<i>Perdida de carga en lavado</i>				
6,531	<i>Pérdida de carga en tubería de bajada (depósito/ducto triple)</i>				
	<i>Caudal de diseño</i>	c	633,5	l/s	
	Diámetro de la tubería	d	600	mm	
	Velocidad	c	2,24	m/s	
	Pérdida de carga distribuida:				
	Longitud de la tubería	d	15,50	m	
	Coeficiente de H-W	d	130	Adim	
	Pérdida de carga unitaria (J)	c	6,76	m/km	
	Perdida de carga distribuida	c	0,10	m	
	Pérdida de carga localizada:				
	<i>Piezas Especiales</i>		Cantidad	(NºpiezasxKu)	
	Entrada	d	1	0,5	
	Codo 90°	d	2	1,8	
	Válvula / Llave	d	1	0,3	
	Salida	d	1	1,0	
	Perdida de carga localizada	c	0,92	m	
	Perdida de carga total en tubería de ALF	c	1,03	m	
6,531	<i>Pérdida de carga en tubería de entrada a filtro en lavado:</i>				
	<i>Caudal de diseño</i>	c	633,5	l/s	
	Diámetro de la tubería	d	600	mm	
	Velocidad	c	2,24	m/s	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Pérdida de carga distribuida:				
	Longitud de la tubería	d	12,00	m	
	Coeficiente de H-W	d	130	Adim	
	Pérdida de carga unitaria (J)	c	6,76	m/km	
	Perdida de carga distribuida	c	0,08	m	
	Pérdida de carga localizada:				
	<i>Piezas Especiales</i>		Cantidad	(NºpiezasxKu)	
	Entrada	d	1	0,5	
	Te de pasaje lateral	d	3	3,9	
	Válvula / Llave	d	2	0,6	
	Salida	d	1	1,0	
	Perdida de carga localizada	c	1,54	m	
	Perdida de carga total en tubería de ALF	c	1,62	m	
6,532	<i>Pérdida de carga en filtro lavado</i>				
	Pérdida de carga en leopolds	c	0,45	mca	
	Pérdida de carga en manto soporte de grava	c	0,03	mca	
	Pérdida de carga en manto de arena	c	0,28	mca	
	Pérdida de carga en manto de antracita	c	0,13	mca	
	Pérdida de carga en filtro lavado	c	0,89	mca	
	Número de vertederos de recolección de agua	d	9	Adim	
	Longitud de vertederos de recolección	d	5,10	m	
	Carga sobre vertedero de recolección	c	0,03	m	
6,533	<i>Carga requerida para el lavado de los filtros</i>				
	Perdida de carga total	c	3,57	m	Debe ser menor a carga disponible
6,6	<u>Verificación de expansión:</u>				

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
6,61	<i>Expansión del manto de antracita:</i>				
	Coeficiente α antracita	d	0,2723	Adim	
	Coeficiente m antracita	d	0,6133	Adim	
	Coeficiente β antracita	d	0,1813	Adim	
	Coeficiente θ antracita	d	0,1015	Adim	
	Número de Galileo (Ga)	c	3.509	Adim	
	Número de Reynolds (Re)	c	41	Adim	
	Velocidad de sedimentación (vs)	c	5,04	cm/s	
	1/n	c	0,26	Adim	
	Tasa de lavado (v)	c	0,83	cm/s	
	Porosidad expandida (Pe)	c	0,62	Adim	
	Porcentaje de expansión (E)	c	27%		
	Espesor del manto de antracita inicial	d	0,50	m	
	Espesor del manto de antracita expandido	c	0,63	m	
6,62	<i>Velocidad mínima de fluidificación de antracita</i>				
	Velocidad de fluidificación del manto de antracita	c	0,25	cm/s	
			0,15	m/min	
	Verificación de la tasa de lavado		VERIFICA		La tasa de lavado debe ser superior a la de fluidificación
6,63	<i>Expansión del manto de arena:</i>				
	Coeficiente α arena	d	0,5321	Adim	
	Coeficiente m arena	d	0,5554	Adim	
	Coeficiente β arena	d	0,1254	Adim	
	Coeficiente θ arena	d	0,1947	Adim	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Número de Galileo (Ga)	c	1.276	Adim	
	Número de Reynolds (Re)	c	28	Adim	
	Velocidad de sedimentación (vs)	c	7,01	cm/s	
	1/n	c	0,24	Adim	
	Tasa de lavado (v)	c	0,83	cm/s	
	Porosidad expandida (Pe)	c	0,60	Adim	
	Porcentaje de expansión (E)	c	45%		
	Espesor del manto de arena inicial	d	0,30	m	
	Espesor del manto de arena expandido	c	0,43	m	
6,64	<i>Velocidad mínima de fluidificación de arena</i>				
	Velocidad de fluidificación del manto de arena	c	0,19	cm/s	
			0,11	m/min	
	Verificación de la tasa de lavado		VERIFICA		La tasa de lavado debe ser superior a la de fluidificación
	-				
6,65	<i>Verificación de la expansión total</i>				
	Espesor de manto de antracita expandido	d	0,63	m	
	Espesor de manto de arena expandido	d	0,43	m	
	Espesor total expandido	c	1,27	m	
	Distancia desde borde inferior de manto soporte a canaleta de lavado	d	1,15	m	
	Distancia desde manto expandido a fondo de canaleta de lavado	c	-0,12	m	
	Verificación de la expansión del manto		NO VERIFICA		La expansión no llega al borde inferior de la canaleta de lavado
6,6	<u>Lavado de filtros con aire</u>				

Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
Tasa de lavado con aire	d	0,9	m/min	55 m3/m2/h por pliego
Factor de servicio	d	1,05	Adim	
Caudal de aire de lavado	c	4390,0	m³/h	
		1,22	m³/s	
Número de soplantes en funcionamiento	d	1,00	Unid	
Caudal de cada soplante	c	4390,0	m³/h	
Carga de agua a vencer	d	2,60	mca	
		0,26	kgf/cm²	
Perdida de carga en la tubería de conducción de aire	d	0,030	kgf/cm²	
Pérdida de carga en boquillas filtrantes	d	0,020	kgf/cm²	
Presión diferencial del soplador	c	0,310	kgf/cm²	
Diámetro de la tubería principal de aire	d	300,0	mm	
Velocidad	c	17,25	m/s	
Diámetro de la tubería secundaria de aire	d	50,0	mm	
Número de bajadas	d	64,0	Unid	
Velocidad	c	9,70	m/s	

6.5.2. Memoria de cálculo de Alternativa 1

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
1	Adsorción con GAC				
1,1	<u>Datos generales</u>				
	Caudal máximo a fin de período	d	38.600	m³/h	
	EBCT	d	10,0	min	
	Tasa de filtración	d	12,5	m³/m²/h	
	Altura del manto filtrante	d	2,1	m	
1,2	<u>Prediseño unidades</u>				
	Número de filtros	d	20	unid	
	Caudal máximo de cada filtro	c	1.930,0	m³/h	
	Área de cada filtro	c	154,4	m²	
	Ancho útil	d	8,0	m	
	Largo útil	c	19,3	m	
	Volumen de manto filtrante	c	324,2	m³	
	EBCT *	c	10,1	min	
1,21	<u>Conducciones</u>				
	Diámetro de tubería de entrada de agua decantada	d	700	mm	
	Velocidad	c	1,4	m/s	
	Diámetro de tubería de salida de agua filtrada	d	800	mm	
	Velocidad	c	1,1	m/s	
	Diámetro de tubería de agua de lavado	d	1000	mm	
	Velocidad	c	2,3	m/s	
1,3	<u>Estación de bombeo</u>				
	Caudal de diseño	d	38.600	m³/h	
	Número de equipos de bombeo	d	3,0	Unid	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Caudal de cada equipo	d	12.866,7	m³/h	
	<i>Ducto de hormigón:</i>				
	Ancho del ducto de conducción	d	3,0	m	
	Base del ducto de conducción	d	2,0	m	
	Velocidad	c	1,79	m/s	
	<i>Tubería de acero:</i>				
	Número de tuberías	d	3,0	Unid	
	Base del ducto de conducción	d	1.600,0	mm	
	Velocidad	c	1,78	m/s	
1,4	<u>Lavado</u>				
	Tasa de lavado	d	0,70	m/min	
	Caudal de lavado	c	6484,80	m³/h	
1,41	<u>Expansión del manto</u>				
	Porcentaje de expansión	d	30%		Obtenidos de curva de fabricante
	Expansión del manto	c	0,63	m	
1,42	<u>Canaleta de salida</u>				
	Caudal de diseño	d	1,80	m³/s	
	Ancho del canal de colecta	d	1,40	m	
	Altura da canaleta principal de recolección	d	1,30	m	
	Profundidad máxima de lámina de agua en canal	c	0,79	m	
	Diámetro de la tubería de desagüe	d	1000	mm	
	Carga al eje de la tubería de salida	c	0,72	m	
1,43	<u>Tubería de drenaje</u>				
	Pendiente de la tubería	d	0,25%	m/m	
	Caudal de diseño	d	1,801	m³/s	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
1,44	Diámetro de colector calculado	c	1212	mm	
	Diámetro de colector seleccionado	d	1200	mm	
	<u>Depósito de lavado</u>				
	Duración de cada lavado	d	10,00	min	
	Número de lavados consecutivos	d	3,00	Unid	
	Volumen de depósito de lavado	c	3242,4	m ³	
	Altura útil	d	3,40	m	
	Superficie	c	953,65	m ²	
	Largo	d	10,0	m	
	Ancho	c	95,4	m	

6.5.3. Memoria de cálculo de Alternativa 2

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
2	<u>Oxidación con Ozono</u>				
2,1	<u>Datos generales</u>				
	Caudal máximo a fin de período	d	38.600	m³/h	Capacidad inicial para Q= 32.450 m³/h
	Dosis de O3	d	7,0	mg/l	
2,2	<u>Unidades de generación</u>		10.722		
	Eficiencia en transferencia de O3	d	95%		
	Capacidad total de generación horaria	c	284,4	kg/h	
		c	625,8	lb/h	
	Capacidad total de generación diaria				
		c	6.826,1	kg/h	
		c	15.018,9	ppd	
	Capacidad de cada equipo de generación	d	3.500,0	ppd	
	Número de equipos de generación	d	5,0	Unid	Seleccionamos 5 equipos + 1 de respaldo
	Capacidad máxima de generación	c	17.500,0	ppd	
2,3	<u>Contactor</u>				
	Número de tanques en paralelo	d	6	Unid	
	Número de etapas de contacto	d	3	Unid	
	Número de etapas de reacción	d	1	Unid	
	Número de etapas de desozonización	d	1	Unid	
	Número total de etapas en serie	d	5,0	Unid	
	Tiempo de contacto	d	12	min	Entre 5 a 20 min
	Tiempo de reacción	d	2	min	
	Tiempo de desozonización	d	4	min	
	Factor de Baffle	d	0,65	Adim	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Profundidad útil de la unidad	d	6,00	m	Entre 5,5 a 6,1 m
	Ancho de cada módulo	d	10,50	m	
	Longitud de c/ módulo de contacto	c	10,47	m	
	Longitud de c/ módulo de reacción	c	5,24	m	
	Longitud de c/ módulo de desozonización	c	10,47	m	
	Velocidad en tabiques ascensionales	d	0,76	m/s	
	Ancho de tabiques ascensionales	c	0,22	m	
	<u>Canal de entrada</u>				
	Ancho del canal	d	4,00	m	
	Tirante en el canal	d	3,00	m	
	Velocidad en canal	c	0,89	m/s	
	<u>Vertedero de entrada</u>				
	Ancho de cada vertedero	d	10,50	m	
	Tirante sobre vertedero	c	0,25	m	
	<u>Vertedero de salida</u>				
	Ancho de cada vertedero	d	10,50	m	
	Tirante sobre vertedero	c	0,25	m	
2,4	<u>Tubería de conducción a PB</u>				
	Caudal de diseño	d	30500,0	m³/h	
	Número de tuberías	d	2,0	Unid	
	Diámetro	d	1800,0	mm	
	Velocidad	c	1,66	m/s	
	Coeficiente C	d	130	Adim	
	J	c	1,08	m/km	
	Longitud geométrica	d	180,00	m	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Pérdida carga parcial		0,19	m	
	<i>Piezas Especiales</i>		Cantidad	(NºpiezasxKu)	
	Entrada	d	1	0,5	
	Ampliación	d	0	0,0	
	Te directa	d	0	0,0	
	Te lateral	d	0	0,0	
	Válvula mariposa	d	1	0,3	
	Codos 90º	d	3	2,7	
	Codos 45º	d	0	0,0	
	Codos 22.5º	d	0	0,0	
	Codos 11.25º	d	0	0,0	
	Válvula de retención de clapeta	d	0	0,0	
	Salida	d	1	1,0	
	Pérdida de carga por piezas especiales	c	0,64	m	
	Pérdida carga parcial en impulsión	c	0,83	m	
2,5	<u>Estación Elevadora</u>				
	Caudal de diseño	d	38.600	m³/h	
	Número de equipamentos de bombeo	d	3	Unid	
	Vazão unitária de bombeo	c	12.867	m³/h	
	Diâmetro da tubulação de impulsão	d	1800	mm	3 líneas en paralelo
	Velocidade	c	1,4	m/s	
	Caudal proyectado	d	10722,2	l/s	
	Caudal de diseño	d	10722,2	l/s	

Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
Caudal de diseño	c	643.333	l/min	
Caudal de diseño	c	38.600	m3/h	
Factor	c	0%	%	
Determinación Altura de Bombeo				
Cantidad de Equipos de bombeo				
Cantidad de bombas	d	4	u	
Bombas en operación	d	3	u	
Reserva	c	1	u	
Caudal por bomba	c	12867	m3/h	
Caudal por bomba	c	3574,1	l/s	
Columna de subida				
Diámetro externo	d	1800,0	mm	
Espesor de pared	d	7,9	mm	Tubería Aço Sch 10
Diámetro interno	c	1784,2	mm	
Velocidad	c	1,43	m/s	
Coeficiente C	d	130	Adim	
J	c	0,82	m/km	
Longitud geométrica	d	6,85	m	
Pérdida carga parcial		0,0056	m	
<i>Piezas Especiales</i>		Cantidad	(NºpiezasxKu)	
Entrada	d	1	0,5	
Ampliación	d	0	0,0	
Te directa	d	0	0,0	
Te lateral	d	1	1,3	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
	Codos 90º	d	1	0,9	
	Codos 45º	d	0	0,0	
	Codos 22.5º	d	0	0,0	
	Codos 11.25º	d	0	0,0	
	Válvula de retención de clapeta	d	0	7,5	
	Salida	d	1	1,0	
	Pérdida de carga por piezas especiales	c	1,17	m	
	Pérdida carga parcial en impulsión	c	1,17	m	
Altura geométrica					
	Nivel de succión	d	15,60	m	
	Cota de descarga	d	17,20	m	Punto de descarga mas 0,5 m
	Dhgeom	c	1,60	m	
Carga resultante para equipos de bombeo					
	Carga de bombas	c	2,77	m	
	Potencia Hidráulica	c	97,14	Kwatt	
	Rendimiento Hidráulico	d	75%		
	Potencia al eje	c	129,5	Kwatt	
	Rendimiento Mecánico	d	85%		
	Potencia del motor	c	152,4	Kwatt	
	Potencia total	c	457,1	Kwatt	
2,6	<u>Canal de conducción a filtros</u>				
	Longitud del canal	d	270,00	m	
	Pendiente mínima	d	0,10%		
	Perdida de carga	c	0,27	m	

	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
2,7					
	<u>Filtros de arena convertidos a GAC trabajando como biofiltros</u>				
	Caudal de diseño	d	32.000,00	m³/h	
	Número de filtros	d	20,00	Unid	
	Ancho de cada filtro	d	7,96	m	Estimado a verificar
	Longitud de cada filtro	d	19,10	m	
	Área de cada filtro	c	152,04	m²	
	Tasa de filtración promedio	c	10,52	m/h	
	Espesor del manto de GAC	d	0,75	m	

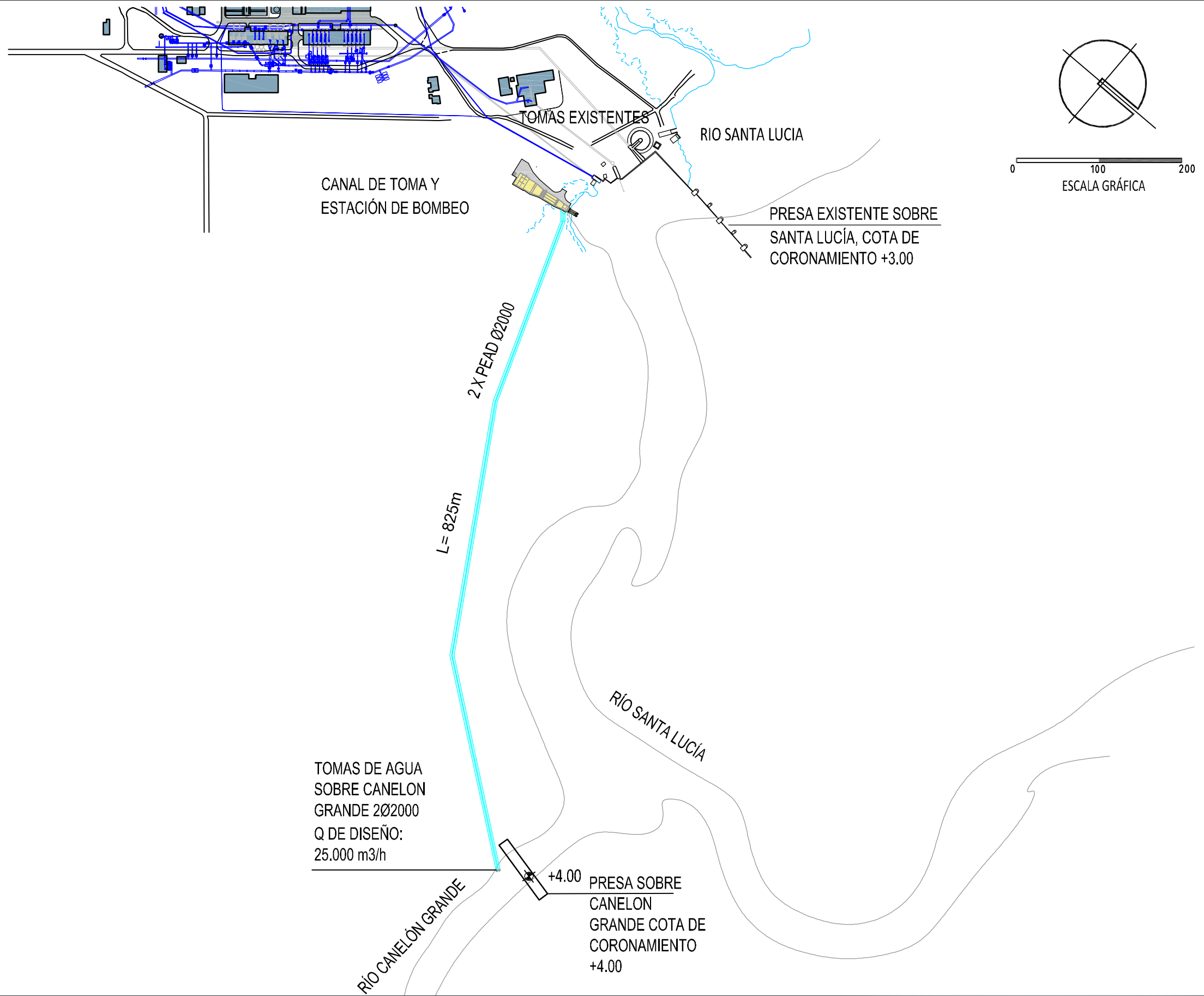
	Descripción	c/d	Valor	Unidad	Comentarios
2,8	Tamaño efectivo GAC (Te)	d	1,00	mm	
	Espesor del manto de arena	d	0,25	m	
	Tamaño efectivo arena (Te)	d	0,50	mm	
	Relación l/e	c	1.250,00	Adim	
	Tiempo de contacto (EBCT)	c	5,70	min	
	<u>Filtros de arena y antracita convertidos a GAC trabajando como biofiltros</u>				
	Caudal de diseño	d	8.500,00	m ³ /h	
	Número de filtros	d	8,00	Unid	
	Ancho de cada filtro	d	5,30	m	Estimado a verificar
	Longitud de cada filtro	d	18,90	m	
	Área de cada filtro	c	100,17	m ²	
	Tasa de filtración promedio	c	10,61	m/h	
	Espesor del manto de GAC	d	0,75	m	
	Tamaño efectivo GAC (Te)	d	1,00	mm	
	Espesor del manto de arena	d	0,25	m	
	Tamaño efectivo arena (Te)	d	0,50	mm	
	Relación l/e	c	1.250,00	Adim	
	Tiempo de contacto (EBCT)	c	5,66	min	
	Caudal total de producción biofiltros	c	40.500,00	min	Capacidad máxima 2045 = 38.600 m ³ /h

7. BIBLIOGRAFÍA

- AGUASUR, *"Estudio de Selección de la Alternativa para el Aseguramiento del Abastecimiento de Agua Potable al Sistema Montevideo"*, 2013.
- American Water Works Association, *"Advances in taste-and-odor treatment and control, cooperative research report"*, 1995.
- American Water Works Association & Water Research Foundation, *"Managing Cyanotoxins in Drinking Water: A Technical Guidance Manual for Drinking Water Professionals"*, 2016.
- B. Wright, *"Source Water Protection Planning"*, 2017.
- Danilo Ríos, *"Riesgos biológicos y subproductos de la desinfección en el agua de bebida"*, 2006.
- Dirección Nacional de Hidrografía, *"Anuario Hidrológico 1988-1990"*, 1991.
- J. Niemistö. *"Sediment resuspension as a water quality regulator in lakes"*, 2008.
- JET - DINAMA, *"Informe de Situación sobre Fuentes de Contaminación Difusa en la Cuenca del Río Santa Lucía"*, 2010.
- M. Plumlee (et. al.), *"Costs of Advanced Treatment in Water Reclamation"*, 2014.
- R. Valipour (et. al.), *"Sediment resuspension mechanisms and their contributions to high-turbidity events in a large lake"*, 2017.
- S. W. Krasner, American Water Works Association. *"Formation and Control of Disinfection By-Products in Drinking Water"*, 1999
- Susumu Kawamura, *"Integrated Design and Operation of Water Treatment Facilities"*, 2000.
- Vollenweider, R.A. et al., *"Conclusions of the OECD Cooperative Program on Eutrophication"*. Publicado en UNESCO Nature and Resources, 1980.
- W. E. Henley (et al.), *"Effects of Sedimentation and Turbidity on Lotic Food Webs: A Concise Review for Natural Resource Managers"*, 2000.

- W. McGivney y S. Kawamura, *"Cost Estimating Manual for Water Treatment Facilities"*, 2008.
- Walker, *"Leveraging Source Water Protection Programs Through Effective Partnership"*, 2017.

AUTOR: DIBARGÜREN
FECHA ARCHIVADO: 13/3/2017 11:51:24
FECHA IMPRESIÓN ÚLTIMA VERSIÓN ARCHIVADA: 27/4/2017 14:19:52



Estudio y Recomendación de la Alternativa más
conveniente para asegurar el Abastecimiento de
Agua Potable para el Sistema Metropolitano

ALTERNATIVA TOMA DE CANELÓN GRANDE
PLANIMETRÍA GENERAL

CLIENTE:



ESTUDIO:



COORDINACION
ING. F. GROSS

PROYECTO
ING. J. SANGUINETTI

DIBUJO

LAMINA

REVISION

N° REVISION

FECHA REVISION

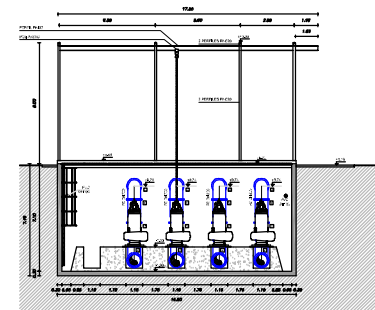
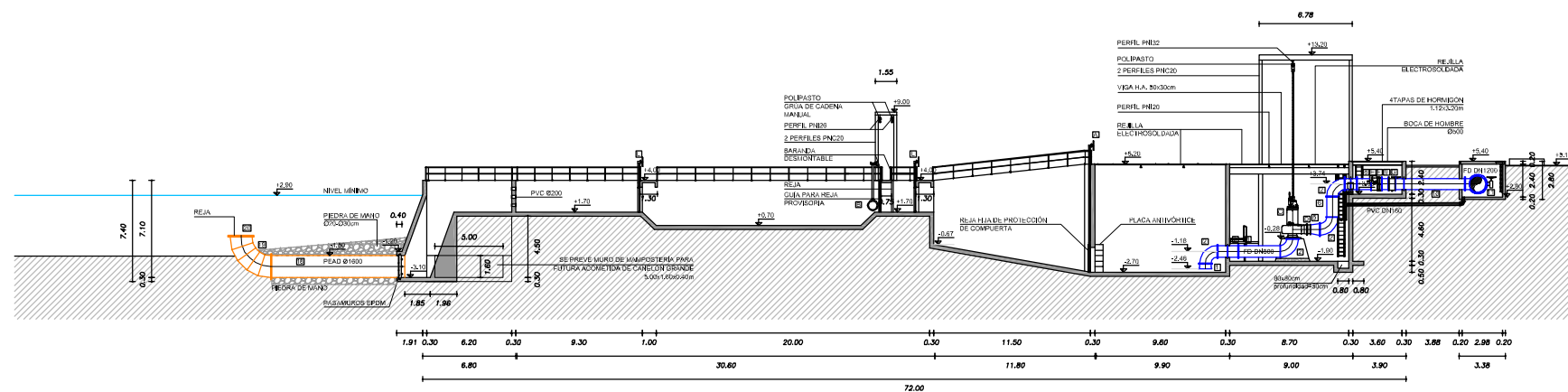
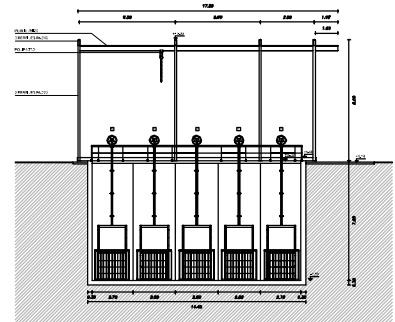
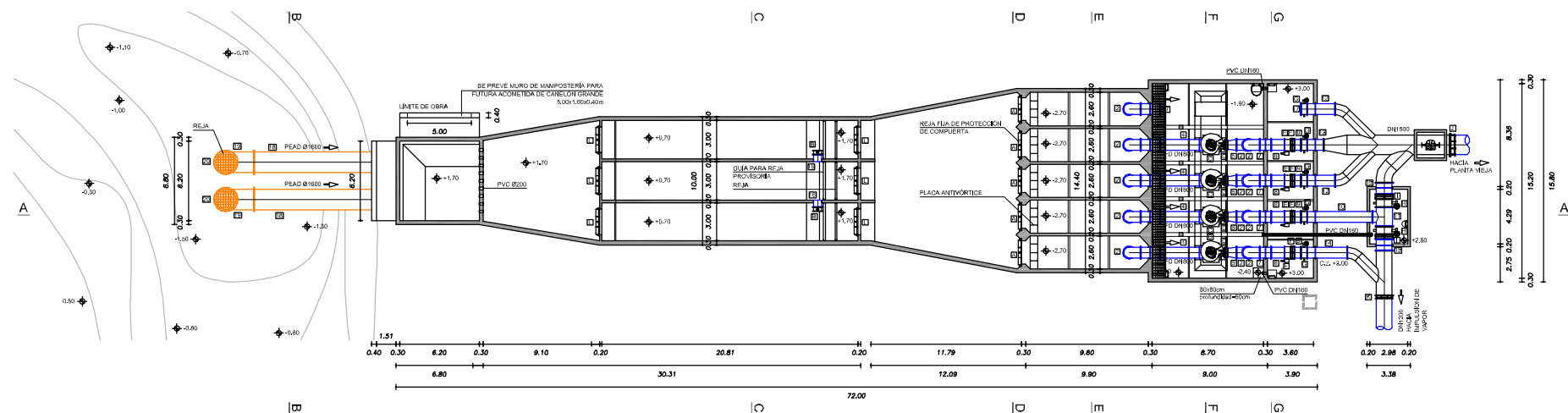
ESCALA
1/250.000

FECHA PROYECTO
marzo 2017

ARCHIVO
S875-CAF-G021.dwg

FORMATO

G-21
A3



Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano

ALTERNATIVA TOMA DE CANELÓN GRANDE
PLANTAS Y CORTES ESTACIÓN DE BOMBEO

CLIENTE:



ESTUDIO:



COORDINACION
ING. F. GROSS

REVISION

ESCALA
1/250.000

PROYECTO
ING. J. SANGUINETTI

N° REVISION

FECHA PROYECTO
marzo 2017

DIBUJO

FECHA REVISION

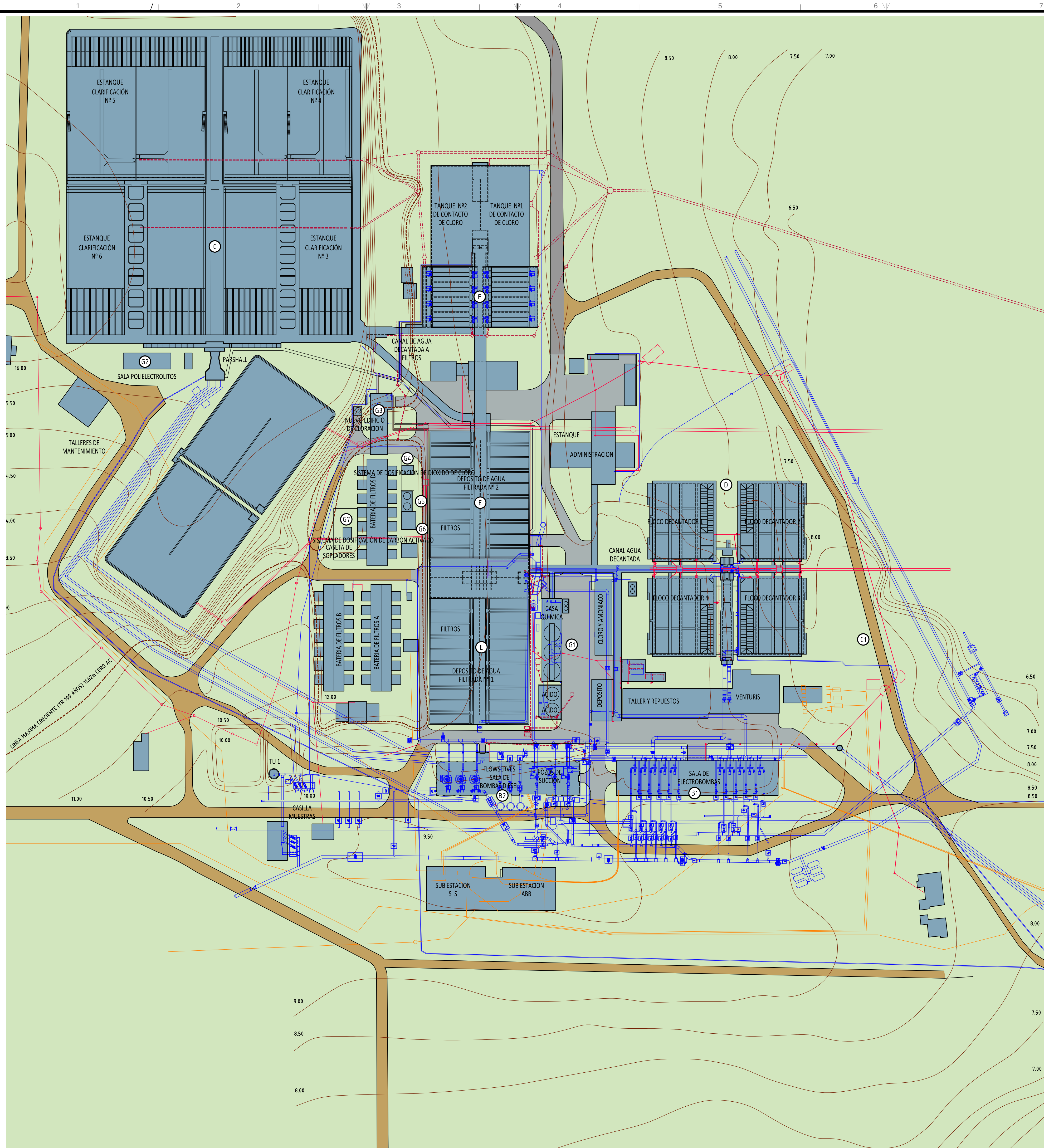
ARCHIVO
S875-CAF-G021.dwg

LAMINA

G-22

FORMATO

A3



NOTAS

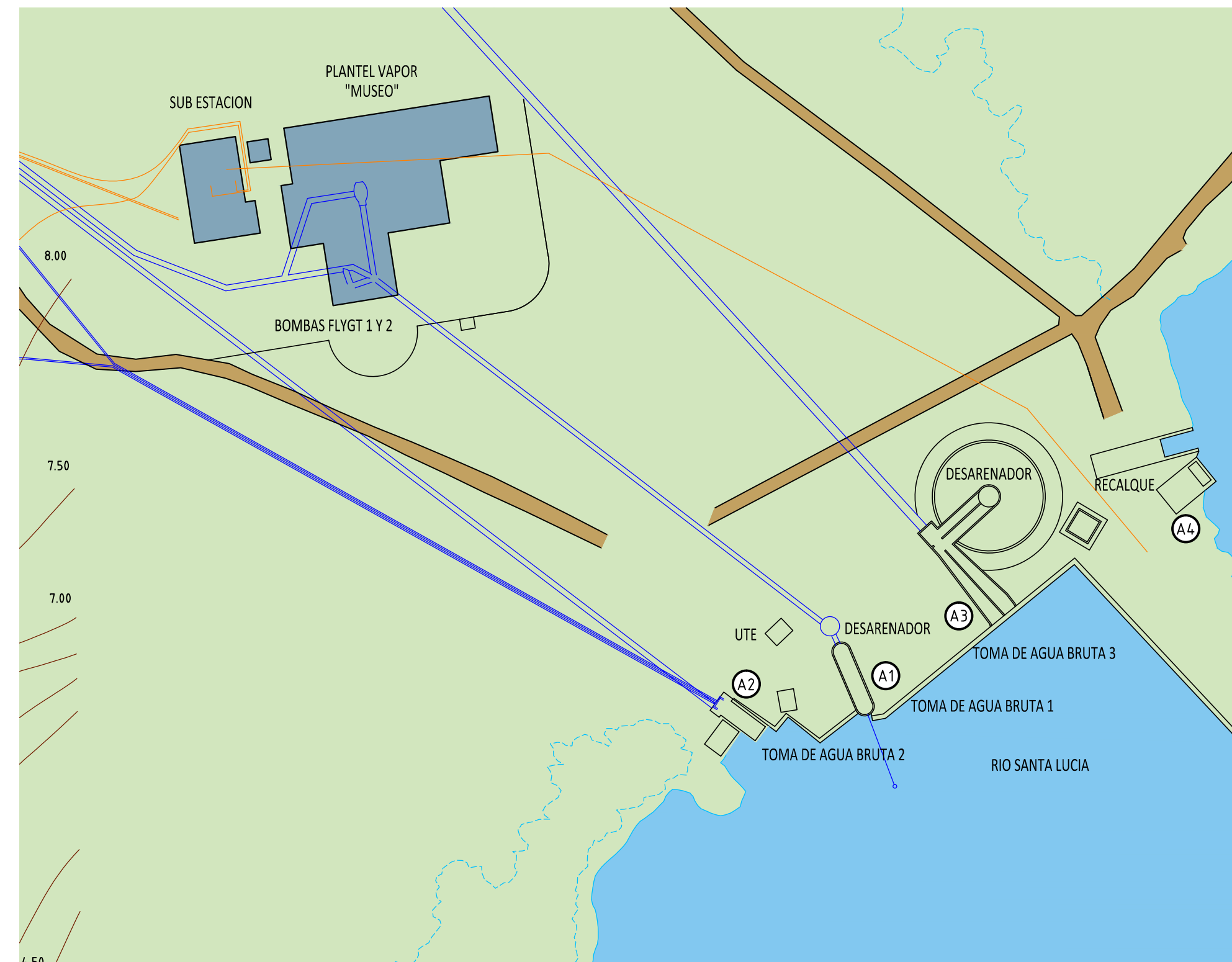
- 1) NIVEL MÁXIMA CRESCIENTE (TR=100 AÑOS): 11.62 CERO AGUAS CORRIENTES - (12.98 CERO OFICIAL)
- 2) CURVAS DE NIVEL SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-1.36 CERO OFICIAL)

REFERENCIAS

- A. OBRA DE TOMA
- 1. OBRA DE TOMA N°1 A SALA DE VAPOR
 - 2. OBRA DE TOMA N°2 A SALA DIESEL
 - 3. OBRA DE TOMA N°3 A SALA DE ELÉCTRICA
 - 4. ESTACIÓN DE RECALQUE
- B. BOMBAS PROVEEDORAS Y ELEVADORAS
- 1. SALA DE BOMBAS DE ELÉCTRICA
 - 2. SALA DE BOMBAS DIESEL
- C. SEDIMENTADORES HORIZONTALES (CAPACIDAD = 24.000 m³/h)
- D. FLOCDECANTADORES (CAPACIDAD = 12.000 m³/h)
- E. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA (CAPACIDAD MÁXIMA = 25.000 m³/h)
- F. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA Y ANTRACITA (CAPACIDAD MÁXIMA = 15.000 m³/h)
- G. INSTALACIONES DE DOSIFICACIÓN DE PRODUCTOS QUÍMICOS
- 1. SULFATO DE ALUMINIO
 - 2. POLIELECTROLITO
 - 3. CLORO GAS
 - 4. DIÓXIDO DE CLORO
 - 5. SODA CÁUSTICA
 - 6. HIPOCLORITO DE SODIO
 - 7. CARBÓN ACTIVADO EN POLVO

OBRA DE TOMA

ESCALA 1:1000



Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano

PROYECTO: seinco Hazen	COORDINADOR: ING. F. GROSS	PROYECTO: ING. N. CUNHA	PROYECTO: ING. J. O. BELLAGAMBA
	PROYECTO: ING. J. DEWOLFE	PROYECTO: ING. W. BECKER	DIBUJANTE: D. IBARGUREN
	N° REVISION:		FECHA REVISION:



Obras Sanitarias del Estado

GERENCIA DE AGUA POTABLE	DEPARTAMENTO: CANELONES		LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES	
	Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes			
	SITUACION ACTUAL			
Ing. Quim. SAUL GARAT GERENTE	PLANTA GENERAL			
Ing. MARGARITA PINTOS SUB GERENTE	PROYECTO	PROYECTO	PROYECTO	FECHA
	Daniel Bellón	Ing. Gabriela Cruz	Ing. Raúl Oyhenartabal	abril 2017
	PROYECTO	ASISTENTE	ASISTENTE	ESCALA
	Ing. Gerardo Cristalli	Dora Canoletta		1:1000
				PLANO N°
				H01

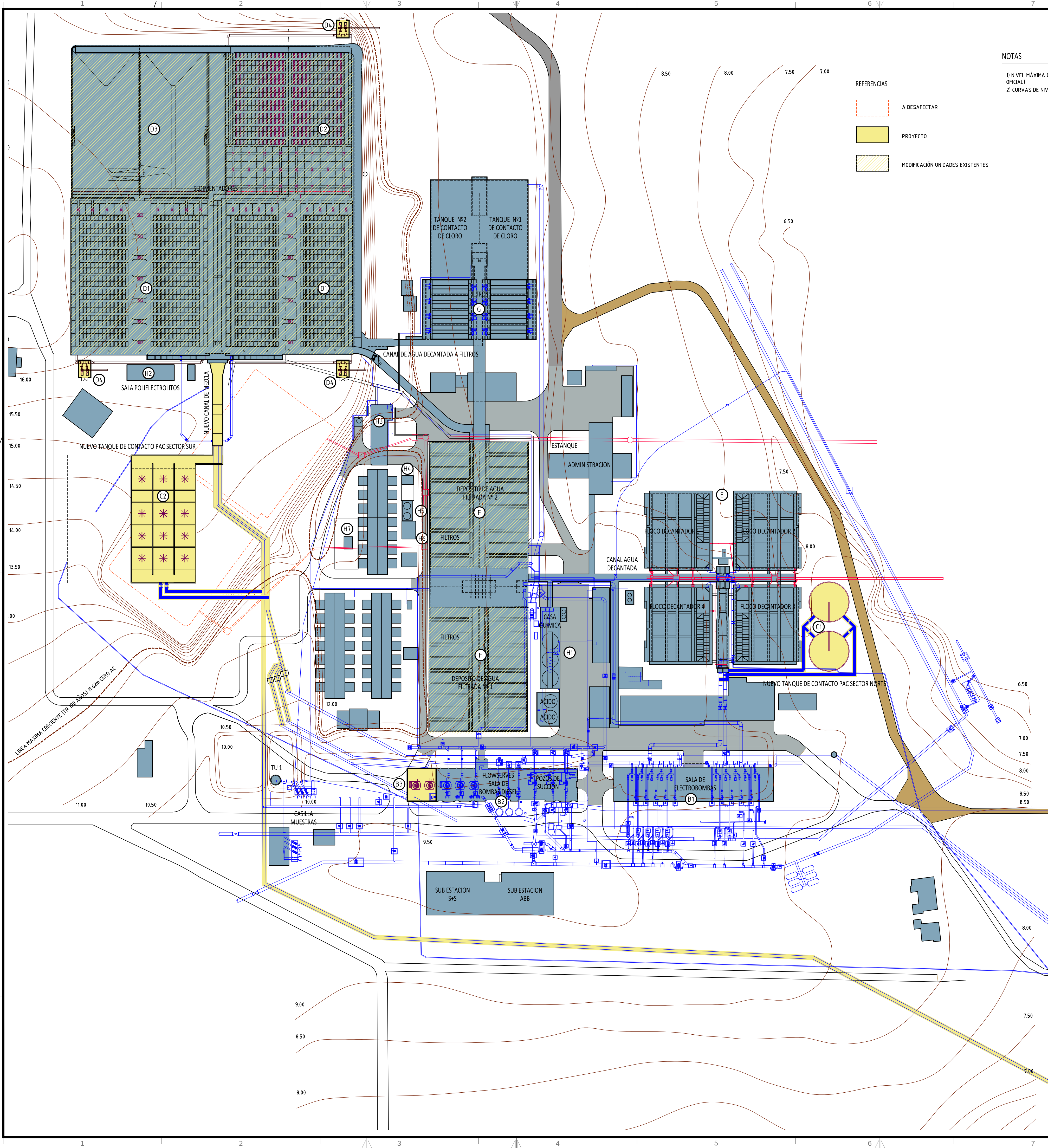
A



C



10

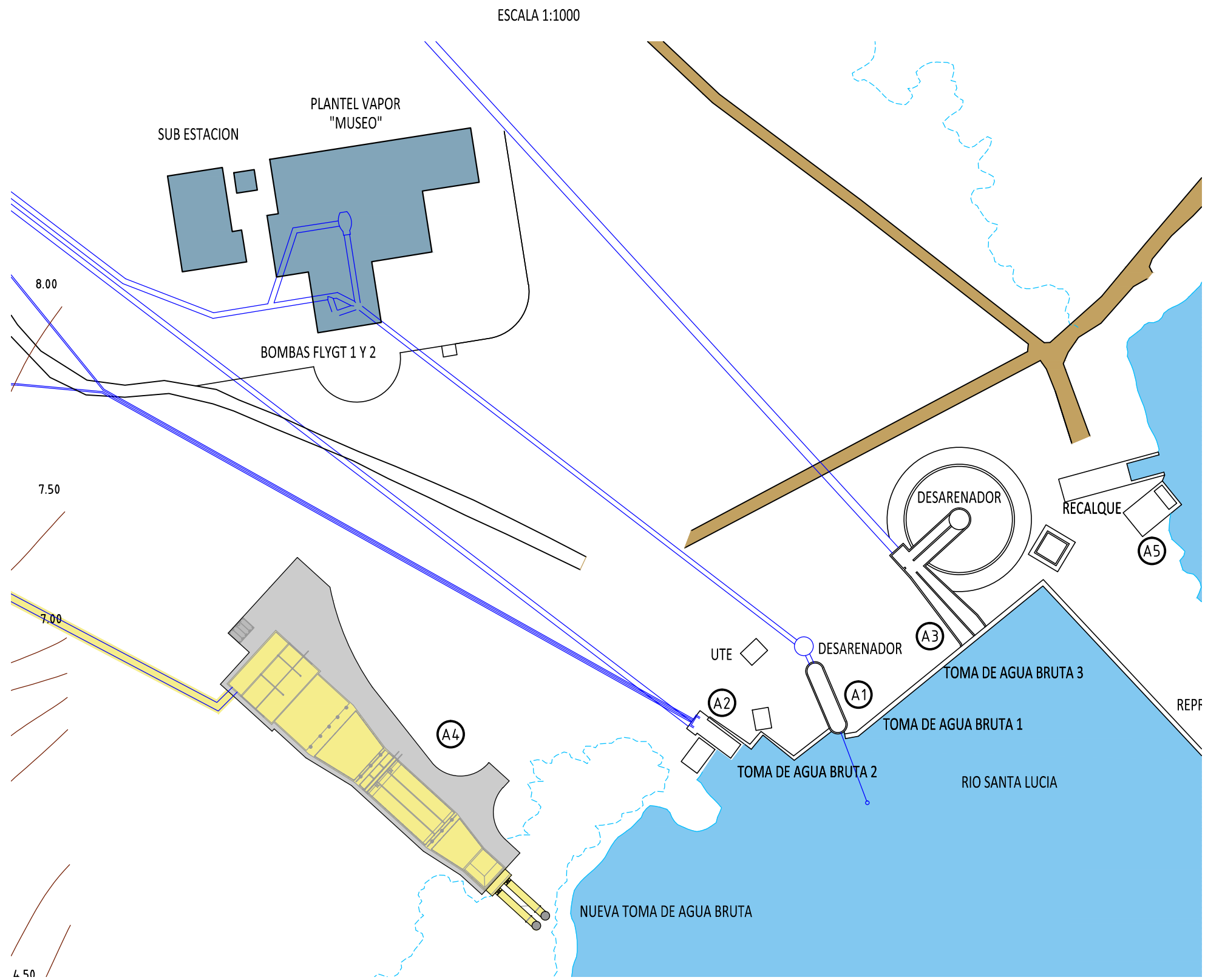


- NOTAS
- 1) NIVEL MÁXIMA CRECIENTE (TR=100 AÑOS): 11.62 CERO AGUAS CORRIENTES - (12.98 CERO OFICIAL)
 - 2) CURVAS DE NIVEL SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-1.36 CERO OFICIAL)

- REFERENCIAS
- A DESAFECTAR
 - PROYECTO
 - MODIFICACIÓN UNIDADES EXISTENTES

- REFERENCIAS
- A. OBRA DE TOMA
- 1. OBRA DE TOMA N°1 A SALA DE VAPOR
 - 2. OBRA DE TOMA N°2 A SALA DIESEL
 - 3. OBRA DE TOMA N°3 A SALA DE ELÉCTRICA
 - 4. OBRA DE TOMA N°4 A NUEVA CÁMARA DE MEZCLA
 - 5. ESTACIÓN DE RECALQUE
- B. SALA DE BOMBAS PROVEEDORAS Y ELEVADORAS
- 1. SALA DE BOMBAS DE ELÉCTRICA
 - 2. SALA DE BOMBAS DIESEL
 - 3. AMPLIACIÓN DE SALA DE BOMBAS ELEVADORAS
- C. ADECUACIÓN DEL SISTEMA DE DOSIFICACIÓN Y CONTACTO DE CARBÓN ACTIVADO EN POLVO
- 1. NUEVO CONTACTOR DE PLANTA NORTE
 - 2. NUEVO CONTACTOR DE PLANTA SUR
- D. SEDIMENTADORES HORIZONTALES TRANSFORMADOS (CAPACIDAD AMPLIADA = 30.500 m³/h)
- 1. UNIDADES N°3 Y 6 TRANSFORMADAS A SEDIMENTADORES LAMINARES CON INCREMENTO DE CAPACIDAD DE FLOCULACIÓN
 - 2. UNIDAD N°4 TRANSFORMADA A SEDIMENTADOR LAMINAR CON INCORPORACIÓN DE FLOCULADORES MECÁNICOS PROPIOS
 - 3. UNIDAD N°5 DISPONIBLE PARA HOMOGENEIZACIÓN Y REGULACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS
 - 4. ESTACIONES DE BOMBO DE EXTRACCIÓN Y CONDUCCIÓN DE LODO SEDIMENTADO
- E. FLOCODECANTADORES (CAPACIDAD = 12.000 m³/h)
- F. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA TRANSFORMADOS A ARENA Y ANTRACITA (CAPACIDAD MÁXIMA = 32.000 m³/h)
- G. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA Y ANTRACITA (CAPACIDAD MÁXIMA = 15.000 m³/h)
- H. INSTALACIONES DE DOSIFICACIÓN DE PRODUCTOS QUÍMICOS
- 1. SULFATO DE ALUMINIO
 - 2. POLIELECTROLITO
 - 3. CLORO GAS
 - 4. DIÓXIDO DE CLORO
 - 5. SODA CÁUSTICA
 - 6. HIPOCLORITO DE SODIO
 - 7. CARBÓN ACTIVADO EN POLVO

OBRA DE TOMA



Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano

PROYECTO:	COORDINADOR:	PROYECTO:	PROYECTO:
	ING. F. GROSS	ING. N. CUNHA	ING. J. O. BELLAGAMBA
	PROYECTO:	PROYECTO:	DIBUJANTE:
	ING. J. DEWOLFE	ING. W. BECKER	D. IBARGUREN
	N° REVISION:		FECHA REVISION:

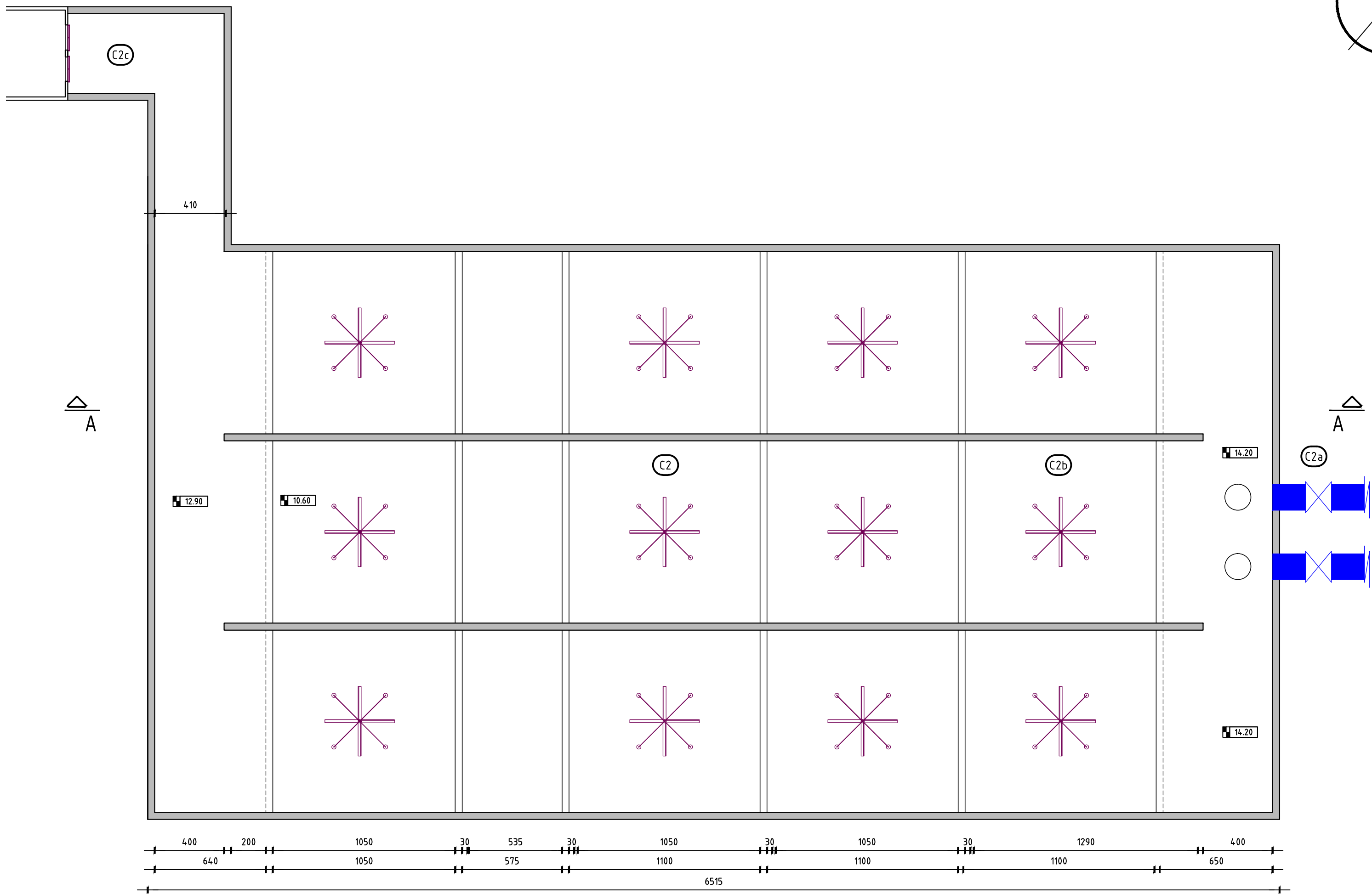
Obras Sanitarias del Estado

GERENCIA DE AGUA POTABLE	DEPARTAMENTO: CANELONES	LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES
Ing. Quím. SAUL GARAT GERENTE	Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes	
	REHABILITACION Y AMPLIACION DE CAPACIDAD	
	PLANTA GENERAL	
PROYECTO:	PROYECTO:	PROYECTO:
Daniel Dallón	Ing. Gabriela Cruz	Ing. David Oyhenartabal
PROYECTO:	ASISTENTE:	ASISTENTE:
Ing. MARGARITA PINTOS SUB GERENTE	Ing. Gerardo Cristall	Dora Carcello
		FECHA: abril 2017
		ESCALA: 1:1000
		PLANO N°
		H03

AUTORES: FRANCISCHINI
REVISOR: GARCIA
FECHA: 27/03/2017 15:38:50
FECHA IMPRESION: 27/03/2017 15:38:50
FECHA IMPRESION: 27/03/2017 15:38:50

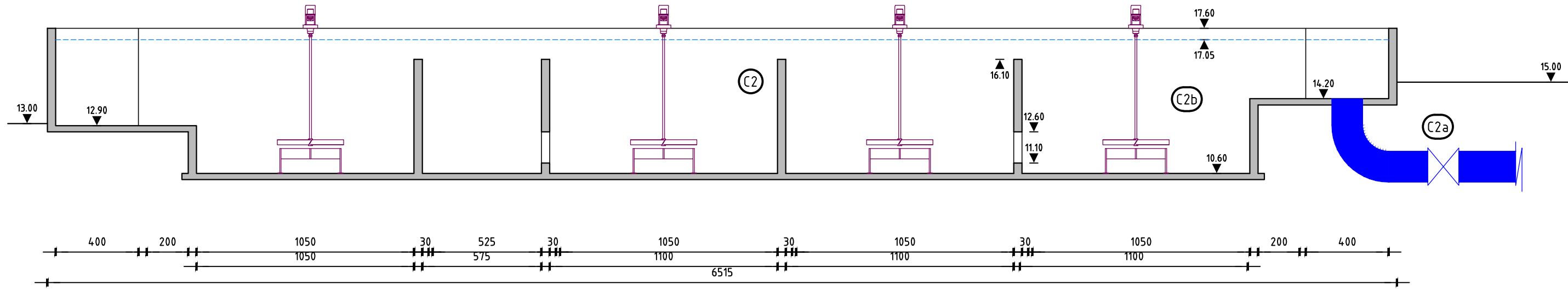
PLANTA CONTACTOR SUR

ESCALA 1:200



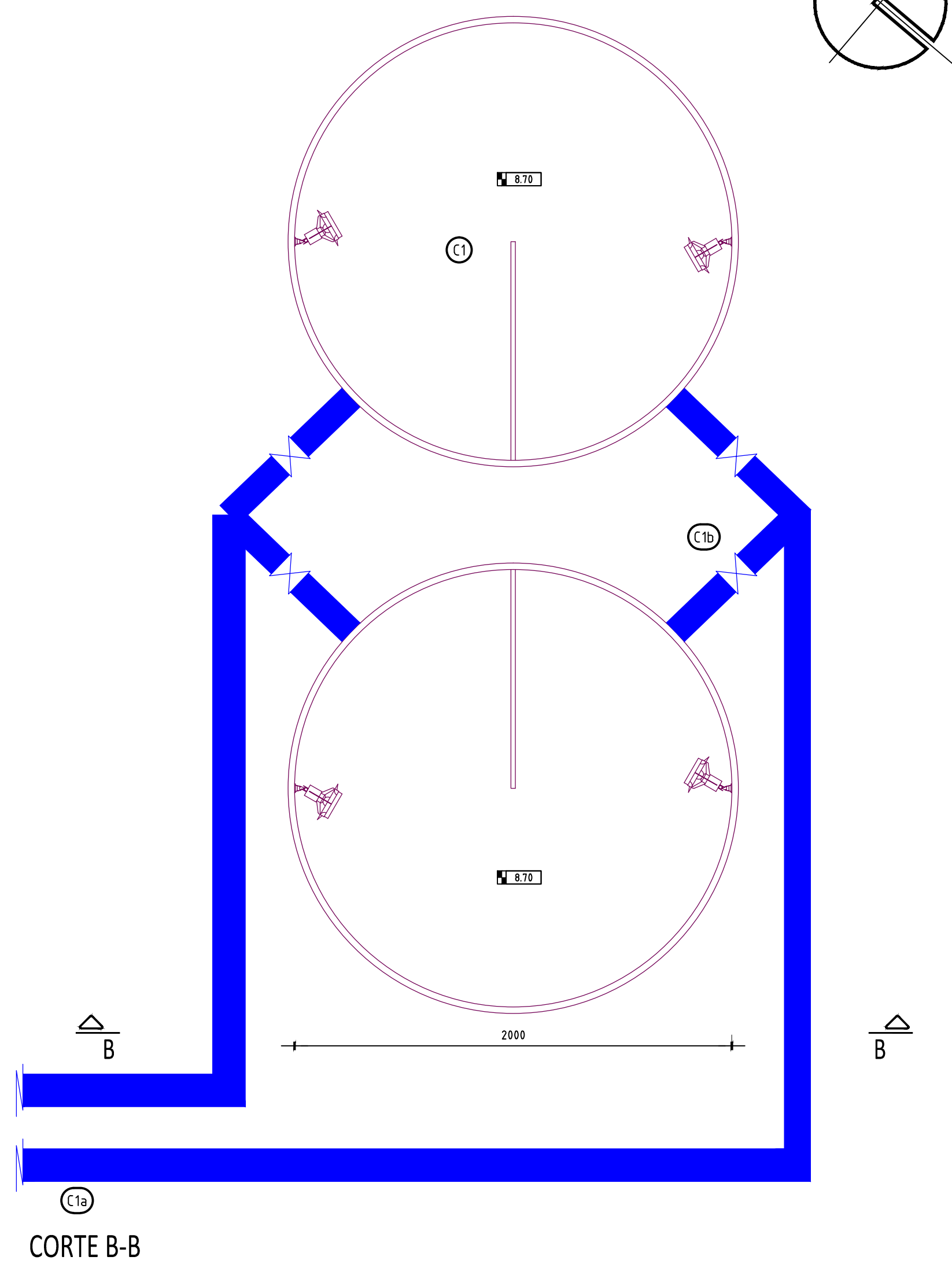
CORTE A-A

ESCALA 1:200



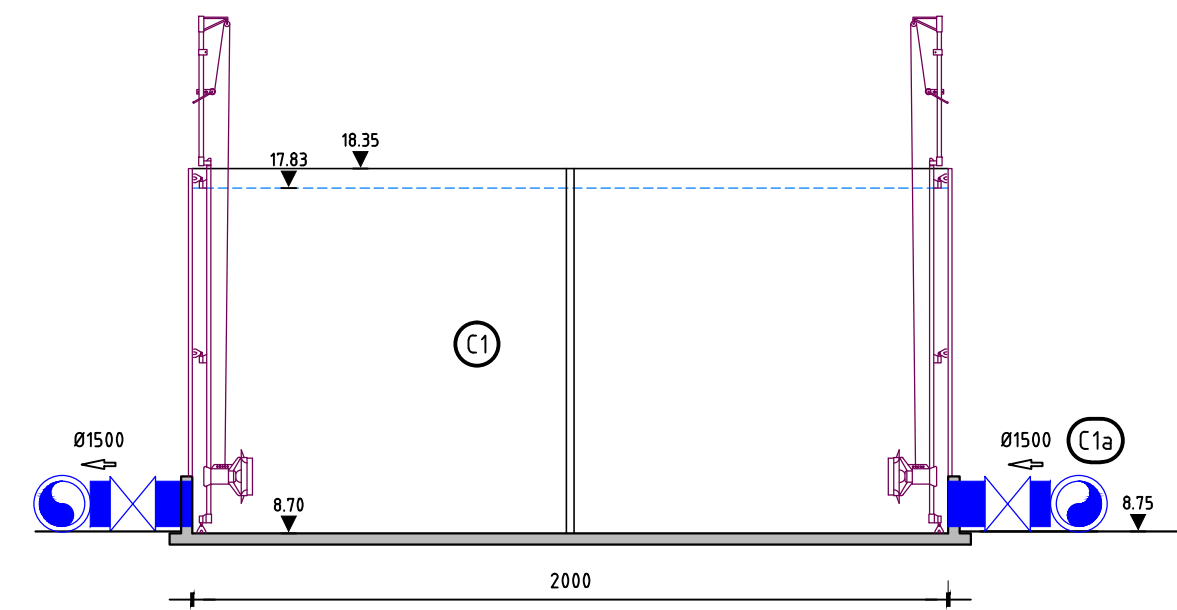
PLANTA CONTACTOR NORTE

ESCALA 1:200



CORTE B-B

ESCALA 1:250



REFERENCIAS

C. ADECUACIÓN DEL SISTEMA DE DOSIFICACIÓN Y CONTACTO DE CARBÓN ACTIVADO EN POLVO

1. NUEVO CONTACTOR DE PLANTA NORTE

a) TUBERÍA PRINCIPAL DE ENTRADA/SALIDA EN ACERO AL CARBONO Ø 1500 mm

b) TUBERÍA SECUNDARIA DE ENTRADA/SALIDA EN ACERO AL CARBONO Ø 1200 mm

c) CONTACTOR CON AGITACIÓN MECÁNICA DE GEOMETRÍA CILÍNDRICA PARA UN TIEMPO DE CONTACTO TOTAL DE 30 min (2 UNIDADES EN PARALELO; V_{unit} = 2.850 m³)

2. NUEVO CONTACTOR DE PLANTA SUR

a) TUBERÍA PRINCIPAL DE ENTRADA EN ACERO AL CARBONO 2 x Ø 1500 mm

b) CONTACTOR CON AGITACIÓN MECÁNICA DE GEOMETRÍA PRISMÁTICA PARA UN TIEMPO DE CONTACTO TOTAL DE 30 min (3 UNIDADES EN PARALELO; V_{unit} = 3.400 m³)

c) CANAL DE SALIDA E INTERCONEXIÓN CON NUEVA CÁMARA DE MEZCLA

NOTAS

1) NIVELES SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-1.36 CERO OFICIAL)



Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano

PROYECTO:

seinco Hazen

COORDINADOR:

ING. F. GROSS

ING. N. CUNHA

PROYECTO:

ING. J. DEWOLFE

PROYECTO:

ING. W. BECKER

Nº REVISIÓN:

PROYECTO:

ING. J. O. BELLAGAMBA

DIBUJANTE:

D. IBARGUREN

FECHA REVISIÓN:



Obras Sanitarias del Estado

GERENCIA DE AGUA POTABLE

Ing. Quím. SAUL GARAT GERENTE

DEPARTAMENTO: CANELONES

LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES

Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes

ADECUACIÓN DE ADSORCIÓN DE PAC

PLANTA GENERAL

PROYECTO

Daniel Delmán

PROYECTO

Ing. Gabriela Cruz

PROYECTO

Ing. Gerardo Cristall

PROYECTO

Ing. Osval Oyhanburu

PROYECTO

ASISTENTE

Dora Carreira

FECHA

abril 2017

ESCALA

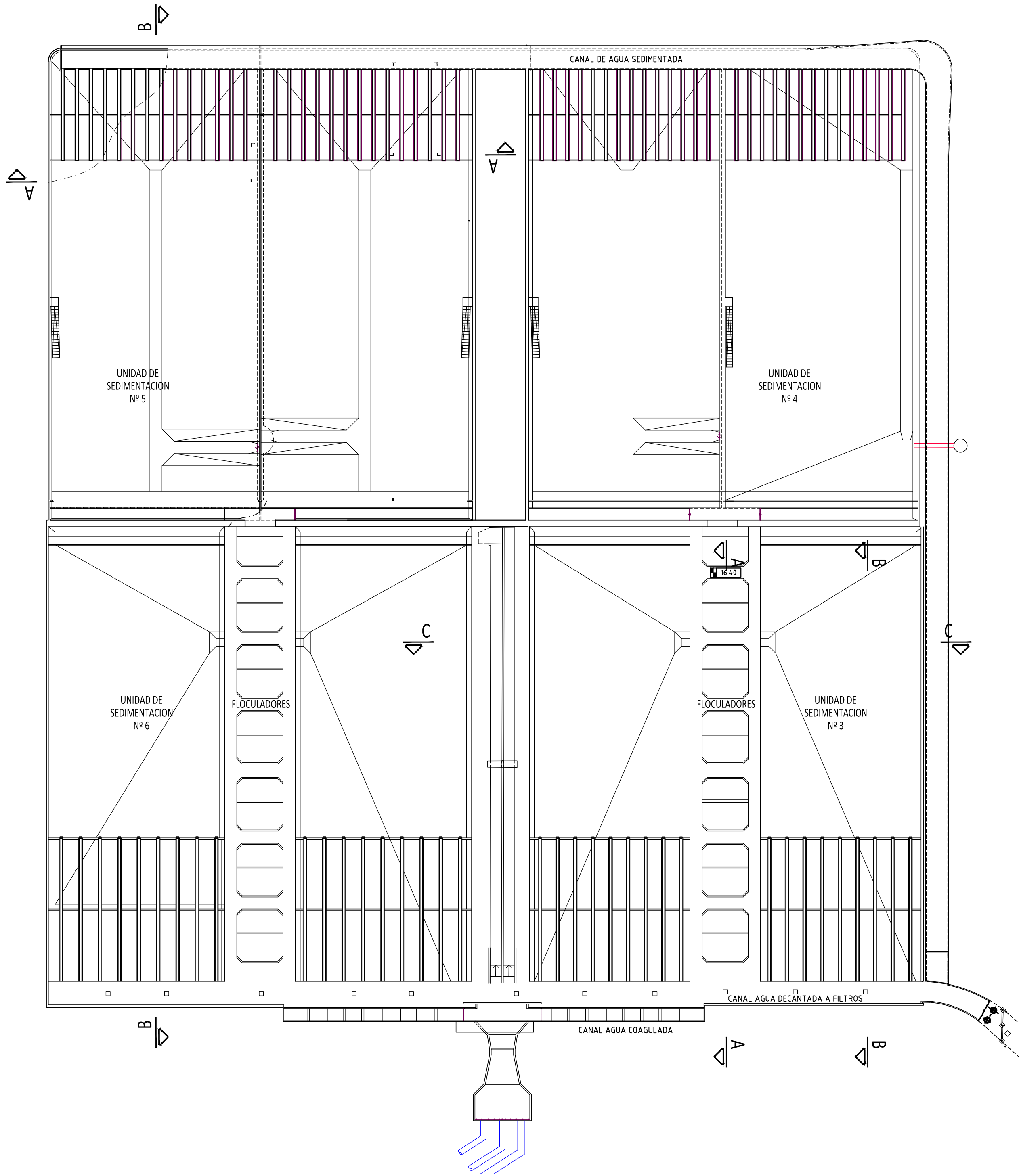
1:250

PLANO Nº

H11

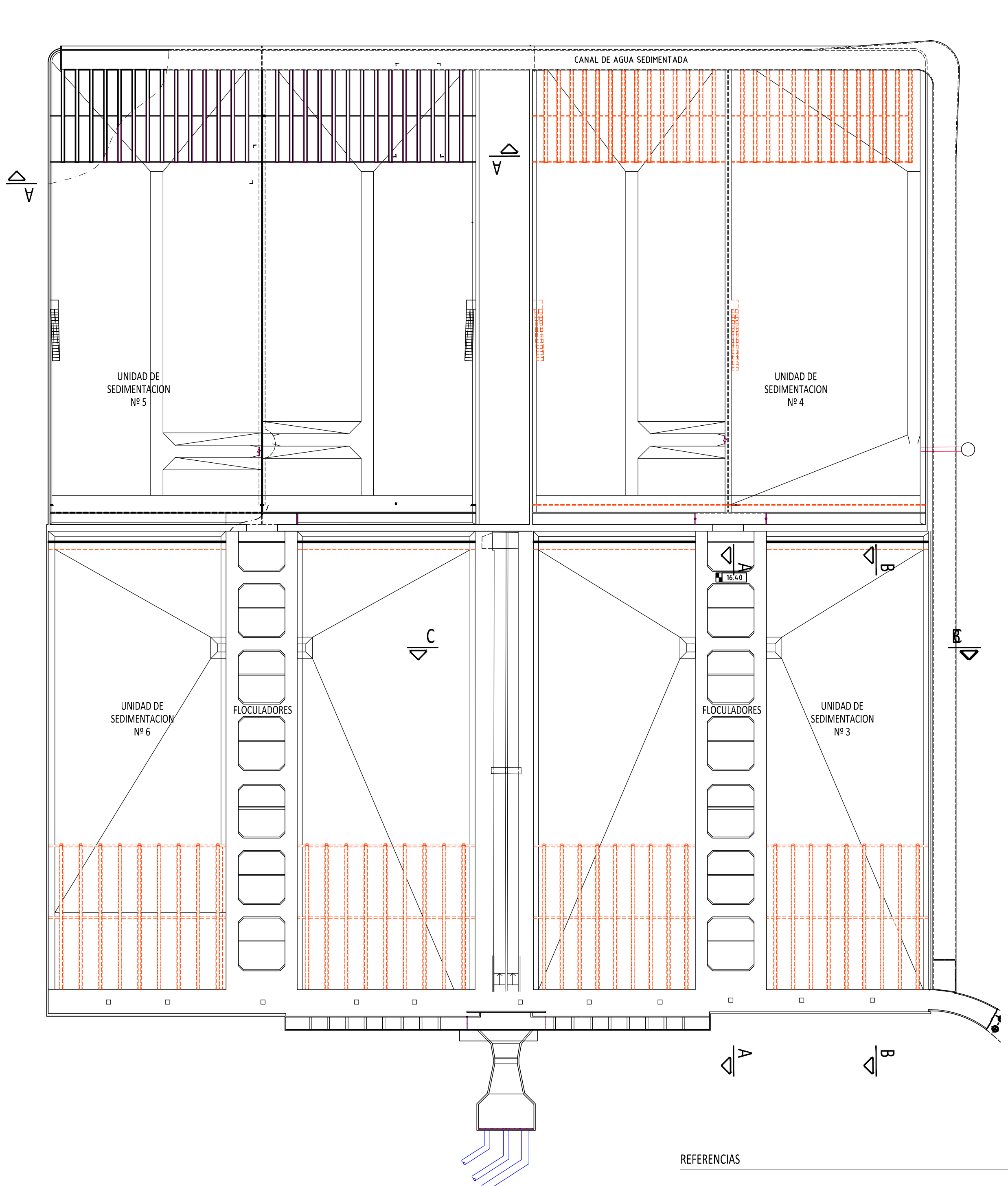
PLANTA GENERAL
SITUACION EXISTENTE

ESCALA 1:500



PLANTA GENERAL
DEMOLICION

ESCALA 1:500

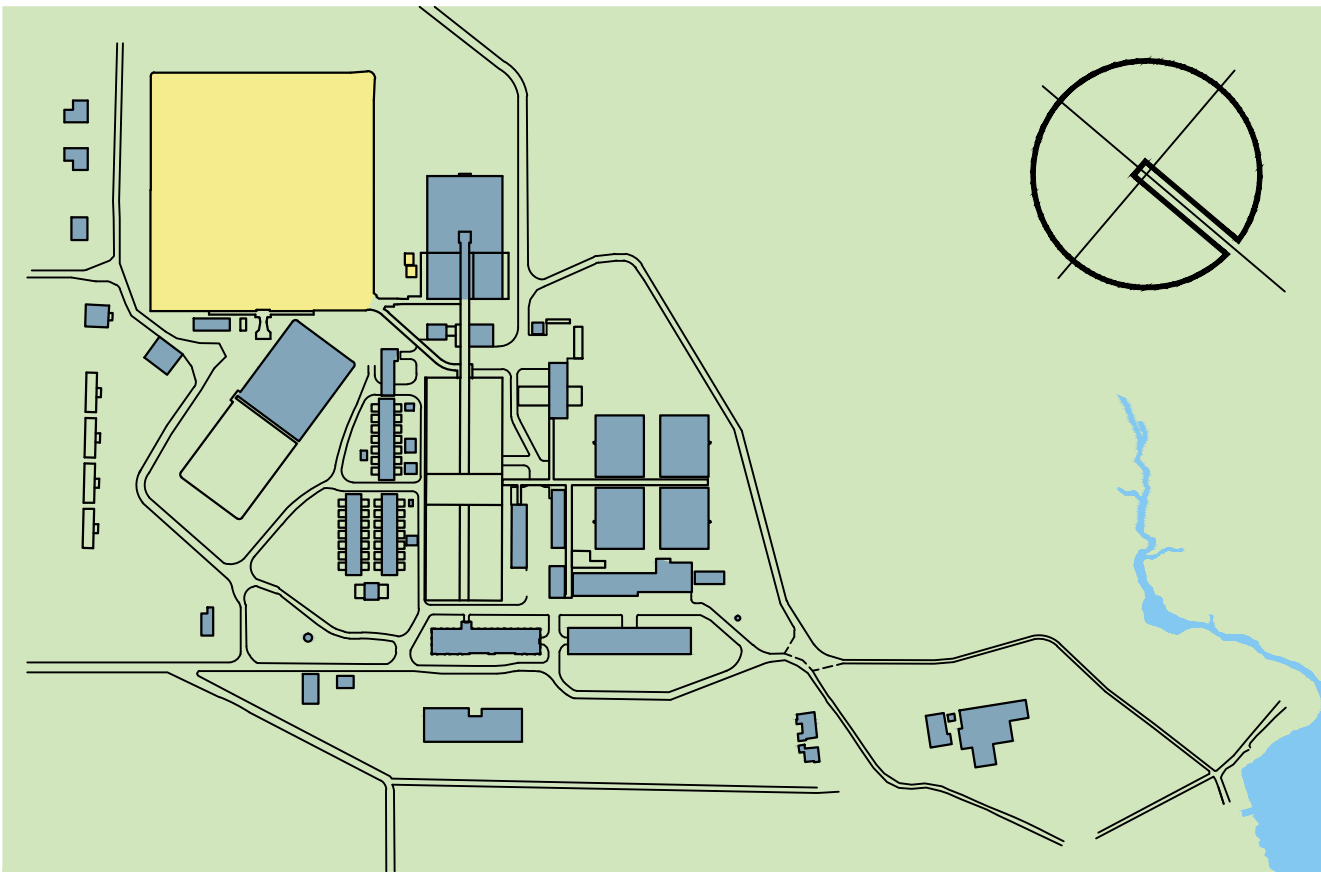


REFERENCIAS

- EXISTENTE A DEMOLER
- EXISTENTE A MANTENER

PLANTA UBICACIÓN

ESCALA 1:5000





Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano




COORDINADOR:
ING. F. GROSS

PROYECTO:
ING. J. DEWOLFE

N° REVISION:

PROYECTO:
ING. N. CUNHA

PROYECTO:
ING. W. BECKER

PROYECTO:
ING. J. O. BELLAGAMBA

DIBUJANTE:
D. IBARGUREN

FECHA REVISION:



GERENCIA DE AGUA POTABLE

Ing. Quim. SAUL GARAT
GERENTE

Ing. MARGARITA PINTOS
SUB-GERENTE

DEPARTAMENTO: CANELONES

LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES

Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes

Rehabilitación de Sedimentadores Convencionales

Planta General Situación Actual Obras y Demolición

PROYECTO

Daniel Delán

PROYECTO

Ing. Gabriela Cruz

PROYECTO

Ing. Raúl Oyhanzoabal

FECHA

abril 2017

ESCALA

1.500

PROYECTO

Ing. Gerardo Cristall

ASISTENTE

Dora Carcela

ASISTENTE

PLANO N°

H21

ESCALA 1:100

15.40

15.10

11.30

UNIDAD DE SEDIMENTACIÓN Nº 3

UNIDAD DE SEDIMENTACIÓN Nº 3

1) NIVELES SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-1.36 CERO OFICIA)

EXISTENTE A DEMOLER
EXISTENTE A MANTENER

 Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano			
PROYECTO: 	COORDINADOR: ING. F. GROSS PROYECTO: ING. J. DEVOLFE	PROYECTO: ING. N. CUNHA PROYECTO: ING. W. BECKER	PROYECTO: ING. J. O. BELLAGAMBA DIBUJANTE: D. IBARGUREN
N° REVISION:		FECHA REVISION:	

	Obras Sanitarias del Estado			
	GERENCIA DE AGUA POTABLE		LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES	
Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes Rehabilitación de Sedimentadores Convencionales CORTES DEMOLICIONES				
Ing. Odín SAUL GARAY GERENTE	PROYECTO	PROYECTO	PROYECTO	FECHA
	Daniel Belón	Ing. Gabriela Cruz	Ing. Raúl Oyhantabal	abril 2017
Ing. MARGARITA PINOYS SUB-GERENTE	PROYECTO	ASISTENTE	ASISTENTE	PLANO N°
	Ing. Gerardo Cristaldi	Dora Canales		H22

PLANTA GENERAL
SECTOR NORTE

ESCALA 1:250



REFERENCIAS

- MURO NUEVO
MURO EXISTENTE

REFERENCIAS

D. SEDIMENTADORES HORIZONTALES TRANSFORMADOS (CAPACIDAD AMPLIADA = 30.500 m³/h)

1. UNIDADES Nº3 Y 6 TRANSFORMADAS A SEDIMENTADORES LAMINARES CON INCREMENTO DE CAPACIDAD DE FLOCULACIÓN (CAPACIDAD AMPLIADA = 22.500 m³/h)

- a) CANAL EXISTENTE DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA COAGULADA
b) FLOCULADORES MECÁNICOS EXISTENTES: 2 UNIDADES x 7 CELDAS EN SERIE CON AGITADORES DE TURBINAS VERTICALES
c) NUEVOS FLOCULADORES MECÁNICOS: 4 UNIDADES x 4 CELDAS EN SERIE CON AGITADORES DE TURBINAS DE VERTICALES
d) CLARIFICADOR TIPO LAMELLA (4 UNIDADES x 10 CELDAS c/u)

- i. CANAL DE CONDUCCIÓN DE AGUA FLOCULADA
ii. CANAL INTERMEDIO DE DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE AGUA FLOCULADA
iii. CANAL INFERIOR DE COLECTA DE LODO DE FONDO
iv. CANAL SUPERIOR DE COLECTA DE AGUA DECANTADA
v. TUBOS SECUNDARIOS DE ENTRADA DE AGUA FLOCULADA
vi. TOLVAS DE LODO Y TUBERÍAS SECUNDARIAS DE SALIDA DE LODO SEDIMENTADO
vii. MÓDULOS LAMINARES DE SEDIMENTACIÓN ACCELERADA
viii. CANALES SECUNDARIOS SUPERIORES DE SALIDA DE AGUA CLARIFICADA
ix. CANALES PRINCIPALES DE AGUA CLARIFICADA

e) CANAL EXISTENTE DE CONDUCCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA A FILTROS

2. UNIDAD Nº4 TRANSFORMADA A SEDIMENTADORES LAMINARES CON INCORPORACIÓN DE FLOCULADORES MECÁNICOS PROPIOS (CAPACIDAD AMPLIADA = 8.000 m³/h)

- a. CANAL NUEVO DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA COAGULADA
b. NUEVOS FLOCULADORES MECÁNICOS: 2 UNIDADES x 12 CELDAS EN SERIE c/u CON AGITADORES DE TURBINAS DE VERTICALES
c. CLARIFICADOR TIPO LAMELLA (2 UNIDADES x 7 CELDAS EN PARALELO c/u)
i. CANAL DE CONDUCCIÓN DE AGUA FLOCULADA
ii. CANAL INTERMEDIO DE DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE AGUA FLOCULADA
iii. CANAL INFERIOR DE COLECTA DE LODO DE FONDO
iv. CANAL SUPERIOR DE COLECTA DE AGUA DECANTADA
v. TUBOS SECUNDARIOS DE ENTRADA DE AGUA FLOCULADA
vi. TOLVAS DE LODO Y TUBERÍAS SECUNDARIAS DE SALIDA DE LODO SEDIMENTADO
vii. MÓDULOS LAMINARES DE SEDIMENTACIÓN ACCELERADA
viii. CANALES SECUNDARIOS SUPERIORES DE SALIDA DE AGUA CLARIFICADA
ix. CANALES PRINCIPALES DE AGUA CLARIFICADA

d. CANAL EXISTENTE DE CONDUCCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA A FILTROS

3. UNIDAD DE SEDIMENTACIÓN Nº5 DISPONIBLE PARA HOMOGENEIZACIÓN Y REGULACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS

4. ESTACIONES DE BOMBEO DE EXTRACCIÓN Y CONDUCCIÓN DE LODO SEDIMENTADO (3 UNIDADES)

NOTAS

- 1) NIVELES SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-136 CERO OFICIA)



Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano

PROYECTO:	COORDINADOR:	PROYECTO:	PROYECTO:
	ING. F. GROSS	ING. N. CUNHA	
	PROYECTO:	PROYECTO:	DIBUJANTE:
	ING. J. DEWOLFE	ING. W. BECKER	D. IBARGUREN
	Nº REVISION:		FECHA REVISION:



Obras Sanitarias del Estado

GERENCIA DE AGUA POTABLE	DEPARTAMENTO: CANELONES	LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES
Ing. Quím. SAUL GARAT GERENTE	Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes Rehabilitación de Sedimentadores Convencionales PLANTA SITUACION PROYECTADA	
	PROYECTO:	PROYECTO:
	Daniel Delón	Ing. Gabriela Cruz
	PROYECTO:	ASISTENTE:
	Ing. Margarita Pintos SUB GERENTE	Ing. Oscar Cristall
		Dora Carcello
		FECHA: abril 2017
		ESCALA: 1:250
		PLANO Nº: H23

PLANTA GENERAL
SECTOR SUR

ESCALA 1:500

REFERENCIAS

MURO NUEVO
MURO EXISTENTE

REFERENCIAS

- D. SEDIMENTADORES HORIZONTALES TRANSFORMADOS (CAPACIDAD AMPLIADA = 30.500 m³/h)
- UNIDADES N°3 Y 6 TRANSFORMADAS A SEDIMENTADORES LAMINARES CON INCREMENTO DE CAPACIDAD DE FLOCULACIÓN (CAPACIDAD AMPLIADA = 22.500 m³/h)
 - CANAL EXISTENTE DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA COAGULADA
 - FLOCULADORES MECÁNICOS EXISTENTES: 2 UNIDADES x 7 CELDAS EN SERIE CON AGITADORES DE TURBINAS VERTICALES
 - NUEVOS FLOCULADORES MECÁNICOS: 4 UNIDADES x 4 CELDAS EN SERIE CON AGITADORES DE TURBINAS DE VERTICALES
 - CLARIFICADOR TIPO LAMELLA (4 UNIDADES x 10 CELDAS c/u)
 - CANAL DE CONDUCCIÓN DE AGUA FLOCULADA
 - CANAL INTERMEDIO DE DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE AGUA FLOCULADA
 - CANAL INFERIOR DE COLECTA DE LODO DE FONDO
 - CANAL SUPERIOR DE COLECTA DE AGUA DECANTADA
 - TUBOS SECUNDARIOS DE ENTRADA DE AGUA FLOCULADA
 - TOLVAS DE LODO Y TUBERÍAS SECUNDARIAS DE SALIDA DE LODO SEDIMENTADO
 - MÓDULOS LAMINARES DE SEDIMENTACIÓN ACCELERADA
 - CANALES SECUNDARIOS SUPERIORES DE SALIDA DE AGUA CLARIFICADA
 - CANALES PRINCIPALES DE AGUA CLARIFICADA
 - UNIDAD N°4 TRANSFORMADA A SEDIMENTADORES LAMINARES CON INCORPORACIÓN DE FLOCULADORES MECÁNICOS PROPIOS (CAPACIDAD AMPLIADA = 8.000 m³/h)
 - CANAL NUEVO DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA COAGULADA
 - NUEVOS FLOCULADORES MECÁNICOS: 2 UNIDADES x 12 CELDAS EN SERIE c/u CON AGITADORES DE TURBINAS DE VERTICALES
 - CLARIFICADOR TIPO LAMELLA (2 UNIDADES x 7 CELDAS EN PARALELO c/u)
 - CANAL DE CONDUCCIÓN DE AGUA FLOCULADA
 - CANAL INTERMEDIO DE DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE AGUA FLOCULADA
 - CANAL INFERIOR DE COLECTA DE LODO DE FONDO
 - CANAL SUPERIOR DE COLECTA DE AGUA DECANTADA
 - TUBOS SECUNDARIOS DE ENTRADA DE AGUA FLOCULADA
 - TOLVAS DE LODO Y TUBERÍAS SECUNDARIAS DE SALIDA DE LODO SEDIMENTADO
 - MÓDULOS LAMINARES DE SEDIMENTACIÓN ACCELERADA
 - CANALES SECUNDARIOS SUPERIORES DE SALIDA DE AGUA CLARIFICADA
 - CANALES PRINCIPALES DE AGUA CLARIFICADA
 - CANAL EXISTENTE DE CONDUCCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA A FILTROS
3. UNIDAD DE SEDIMENTACIÓN N°5 DISPONIBLE PARA HOMOGENEIZACIÓN Y REGULACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS
4. ESTACIONES DE BOMBO DE EXTRACCIÓN Y CONDUCCIÓN DE LODO SEDIMENTADO (3 UNIDADES)

NOTAS

- 1) NIVELES SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-136 CERO OFICIAL)



Estudio y Recomendación de la Alternativa más
conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua
Potable para el Sistema Metropolitano

PROYECTO:

seinco Hazen

COORDINADOR:

ING. F. GROSS

PROYECTO:

ING. N. CUNHA

PROYECTO:

ING. J. DEWOLFE

N° REVISION:

FECHA REVISION:

DIBUJANTE:

D. IBARGUREN



Obras Sanitarias del Estado

GERENCIA DE AGUA POTABLE

Ing. Quim. SAUL GARAT GERENTE

PROYECTO:

Daniel Delón

PROYECTO:

Ing. Margarita Pintos SUB GERENTE

DEPARTAMENTO: CANELONES

LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES

Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes

Rehabilitación de Sedimentadores Convencionales

PLANTA SITUACION PROYECTADA

PROYECTO:

Ing. Gabriela Cruz

PROYECTO:

Ing. Gerardo Cristall

PROYECTO:

Dora Carcello

PROYECTO:

Ing. David Oyhanabal

PROYECTO:

ASISTENTE

FECHA:

abril 2017

ESCALA:

1:250

PLANO N°

H24

Diagrama de planta y corte transversal de la Estación de Tratamiento de Aguas Residuales (ETAR). El diagrama muestra la disposición de los tanques de sedimentación, el floculador y los canales de agua. Se detallan las dimensiones, elevaciones y componentes clave del sistema.

Componentes y Dimensiones:

- UNIDAD DE SEDIMENTACION Nº 3:** Sección principal de sedimentación con módulos de sedimentación laminar.
- FLOCULADOR:** Tanque central para la floculación de las partículas.
- CANAL AGUA FLOCULADA:** Canal de salida del agua floculada.
- CANAL AGUA SEDIMENTADA:** Canal de salida del agua sedimentada.
- GALERIA Lodos:** Galería para la recolección y evacuación de los lodos.
- DUCTO INFERIOR DE RECOLECCION DE LODO:** Ducto para la recolección de lodos.
- PASES Ø160 c/75cm:** Pasos para la recolección de lodos.
- Ø75 c/50cm:** Diámetro y espaciamiento de los módulos de sedimentación laminar.
- Ø600:** Diámetro de la tubería de salida de lodos.

Elevaciones y Dimensiones:

- Elevaciones:** 16.48, 16.45, 15.92, 15.87, 14.92, 12.69, 11.30.
- Dimensiones:** 200, 2050, 110, 180.

Etiquetas y Notas:

- DE CLARIFICADO CON VERTEDEROS TRIANGULARES
- MODULOS DE SEDIMENTACION LAMINAR
- FLOCULADOR
- CANAL AGUA FLOCULADA
- CANAL AGUA SEDIMENTADA
- GALERIA Lodos
- DUCTO INFERIOR DE RECOLECCION DE LODO
- PASES Ø160 c/75cm
- Ø75 c/50cm
- Ø600

[illegible]

D. SEDIMENTADORES HORIZONTALES TRANSFORMADOS (CAPACIDAD AMPLIADA = 30 500 m³/h)

1. UNIDADES N°3 Y 6 TRANSFORMADAS A SEDIMENTADORES LAMINARES CON INCREMENTO DE CAPACIDAD DE FLOCULACIÓN (CAPACIDAD AMPLIADA = 22 500 m³/h)

- a) CANAL EXISTENTE DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA COAGULADA
- b) FLOCULADORES MECÁNICOS EXISTENTES: 2 UNIDADES × 7 CELDAS EN SERIE CON AGITADORES DE TURBINAS VERTICALES
- c) NUEVOS FLOCULADORES MECÁNICOS: 4 UNIDADES × 4 CELDAS EN SERIE CON AGITADORES DE TURBINAS VERTICALES
- d) CLARIFICADOR TIPO LAMELLA (4 UNIDADES × 10 CELDAS c/u)
 - i. CANAL DE CONDUCCIÓN DE FLOCULACIÓN
 - ii. CANAL INTERMEDIO DE DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE AGUA FLOCULADA
 - iii. CANAL INFERIOR DE COLECTA DE LODO DE FONDO
 - iv. CANAL SUPERIOR DE COLECTA DE AGUA DECANADA
 - v. TUBOS SECUNDARIOS DE ENTRADA DE AGUA FLOCULADA
 - vi. TOLVAS DE LODO Y TUBERÍAS SECUNDARIAS DE SALIDA DE LODO SEDIMENTADO
 - vii. MÓDULOS LAMINARES DE SEDIMENTACIÓN ACCELERADA
 - viii. CANALES SECUNDARIOS SUPERIORES DE SALIDA DE AGUA CLARIFICADA
 - ix. CANALES PRINCIPALES DE AGUA CLARIFICADA
- e) CANAL EXISTENTE DE CONDUCCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA A FILTROS

2. UNIDAD N°1: TRANSFORMADA A SEDIMENTADORES LAMINARES CON INCORPORACIÓN DE FLOCULADORES MECÁNICOS PROPIOS (CAPACIDAD AMPLIADA $\times 8.000 \text{ m}^3/\text{h}$)
 - a. CANAL NUEVO DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA COAGULADA
 - b. NUEVOS FLOCULADORES MECÁNICOS: 2 UNIDADES $\times 12$ CELDAS EN SERIE C/U CON AGITADORES DE TURBINAS DE VERTICALES
 - c. CLARIFICADOR TIPO LAMELA (2 UNIDADES $\times 7$ CELDAS EN PARALELO C/U)
 - i. CANAL DE CONDUCCIÓN DE AGUA FLOCULADA
 - ii. CANAL INTERMEDIO DE DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE AGUA FLOCULADA
 - iii. CANAL INFERIOR DE COLECTA DE LODO DE FONDO
 - iv. CANAL SUPERIOR DE COLECTA DE AGUA DECANADA
 - v. TUBOS SECUNDARIOS DE ENTRADA DE AGUA FLOCULADA
 - vi. TOLVAS DE LODO Y TUBERÍAS SECUNDARIAS DE SALIDA DE LODO SEDIMENTADO
 - vii. MÓDULOS LAMINARES DE SEDIMENTACIÓN ACCELERADA
 - viii. CANALES SECUNDARIOS SUPERIORES DE SALIDA DE AGUA CLARIFICADA
 - ix. CANALES PRINCIPALES DE AGUA CLARIFICADA
 - d. CANAL EXISTENTE DE CONDUCCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA A FILTROS
3. UNIDAD DE SEDIMENTACIÓN N°2 DISPONIBLE PARA HOMOGENEIZACIÓN Y REGULACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS
 - a. ESTACIONES DE BOMBEO DE EXTRACCIÓN Y CONDUCCIÓN DE LODO SEDIMENTADO (3 UNIDADES)

1) NIVELES SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-1.36 CERO OFICIAL)

 MURO NUEVO
 MURO EXSISTENTE

 Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano			
PROYECTO: 	COORDINADOR: ING. F. GROSS	PROYECTO: ING. N. CUNHA	PROYECTO: ING. J. O. BELLAGAMBA
	PROYECTO: ING. J. DEVOLFE	PROYECTO: ING. W. BECKER	DIBUJANTE: D. IBARGUEN
	N° REVISION:		FECHA REVISION:

	Obras Sanitarias del Estado		
	GERENCIA DE AGUA POTABLE		LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES
	PROYECTO: Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes PROYECTO: Rehabilitación de Sedimentadores Convencionales PROYECTO: CORTES SITUACION PROYECTADA		
Ing. Quím. SAUL GARAT GERENTE	PROYECTO: Daniel Bédón	PROYECTO: Ing. Gabriela Cruz	PROYECTO: Ing. Raúl Oyhantabal
Ing. MARGARITA PINTOS SUB GERENTE	PROYECTO: Ing. Gerardo Cosselli	ASISTENTE: Pura Concepción	FECHA abril 2017 ESCALA 1:100 PLANO N° H25

ESCALA 1:100

ESCALA 1:100

D. SEDIMENTADORES HORIZONTALES TRANSFORMADOS (CAPACIDAD AMPLIADA = 30.500 m³/h)

1) NIVELES SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-1.36 CERO OFICIAL)

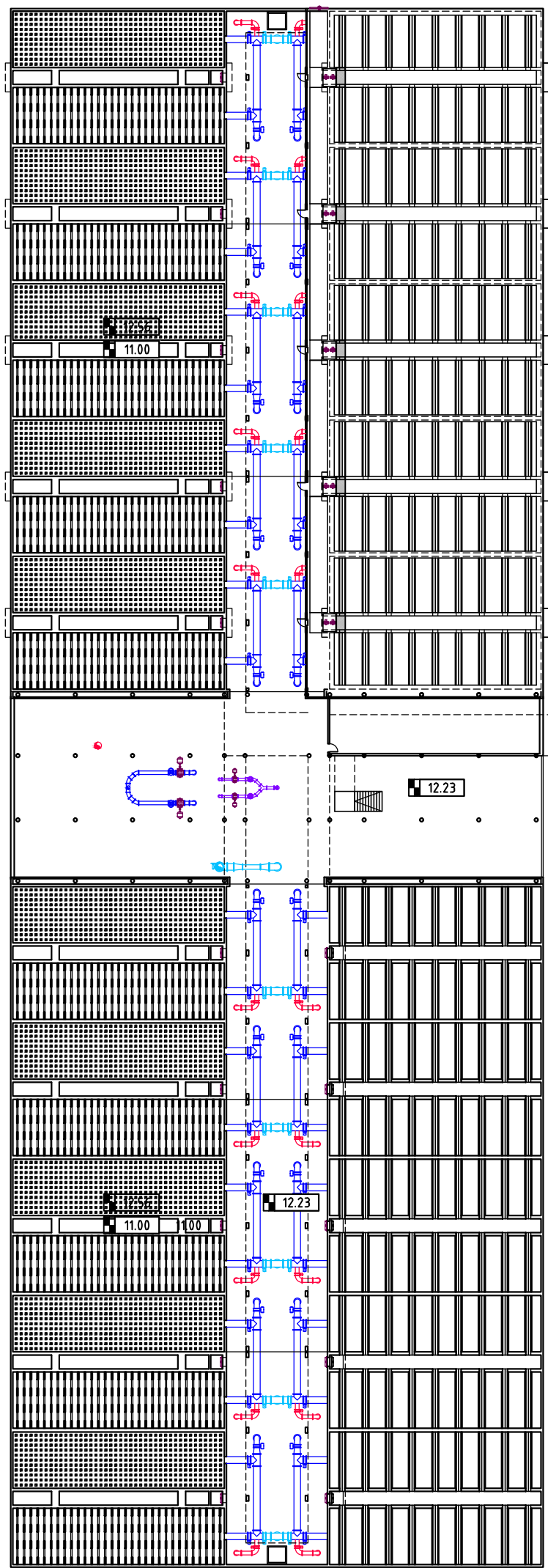
 MURO NUEVO
 MURO EXSISTENTE

		Obras Sanitarias del Estado	
GERENCIA DE AGUA POTABLE		DEPARTAMENTO: CANELONES	
LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES		PLANTA POTABILIZADORA DE AGUAS CORRIENTES REHABILITACIÓN DE SEDIMENTADORES CONVENCIONALES CORTES TÉCNICA PROYECTADA	
Ing. Quím. SAUL GARAT GERENTE		FECHA: abril 2017 ESCALA: 1:100	
PROYECTO Daniel Beltrón	PROYECTO Ing. Gabriela Cruz	PROYECTO Ing. Raúl Oyarzabal	PLANO N° H26
PROYECTO Ing. Gerardo Cissali	ASISTENTE Dora Canella	ASISTENTE	
Ing. MARGARITA PRINOS SUB-GERENTE			

AUTOR: DIBARGUREN
 AUTOR: DIBARGUREN
 ECHA ARCHIVADO: 27/4/2017 15:39:58
 ECHA ARCHIVADO: 27/4/2017 15:39:58
 ECHA IMPRESION ULTIMA VERSION ARCHIVADA: 27/4/2017 15:52:00
 ECHA IMPRESION ULTIMA VERSION ARCHIVADA: 27/4/2017 15:52:00

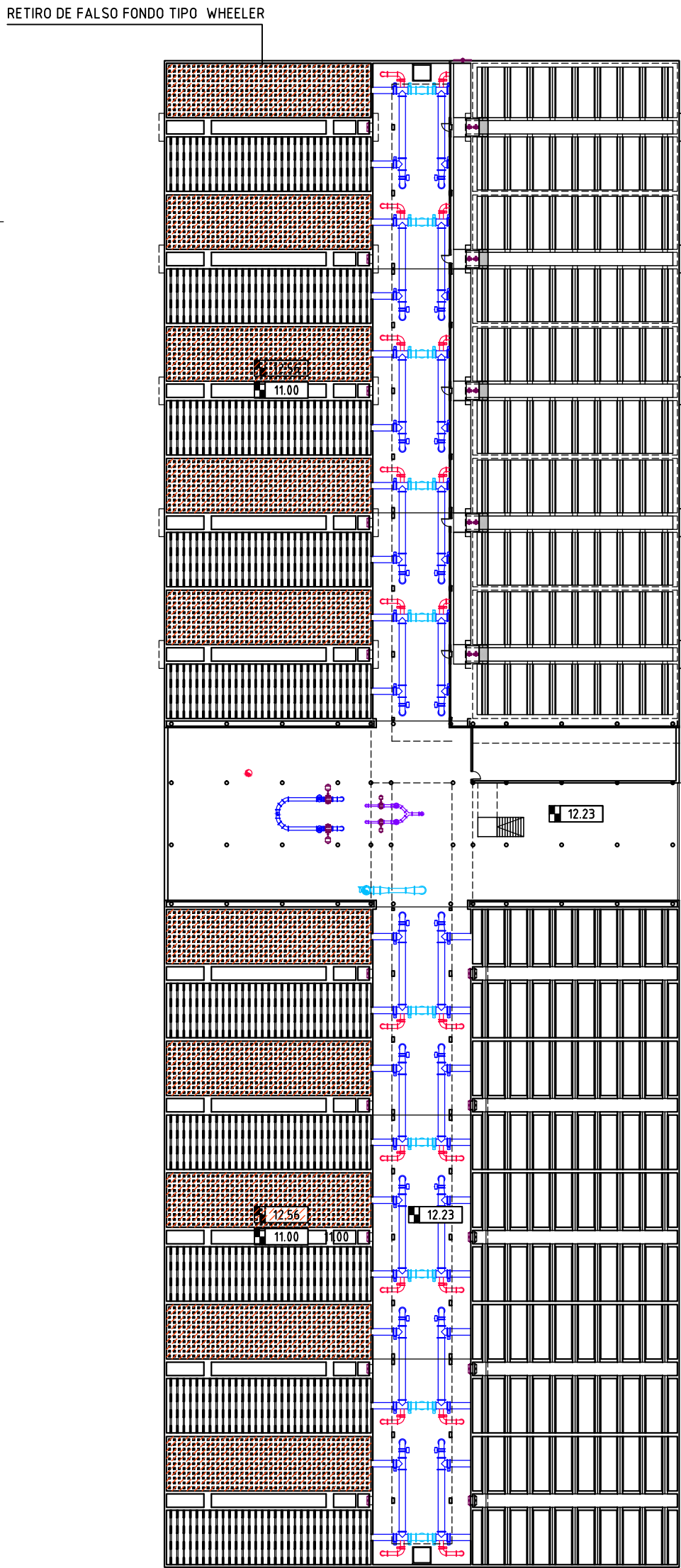
PLANTA GENERAL
SITUACIÓN EXISTENTE

ESCALA 1:500



PLANTA GENERAL
DEMOLICIÓN

ESCALA 1:500

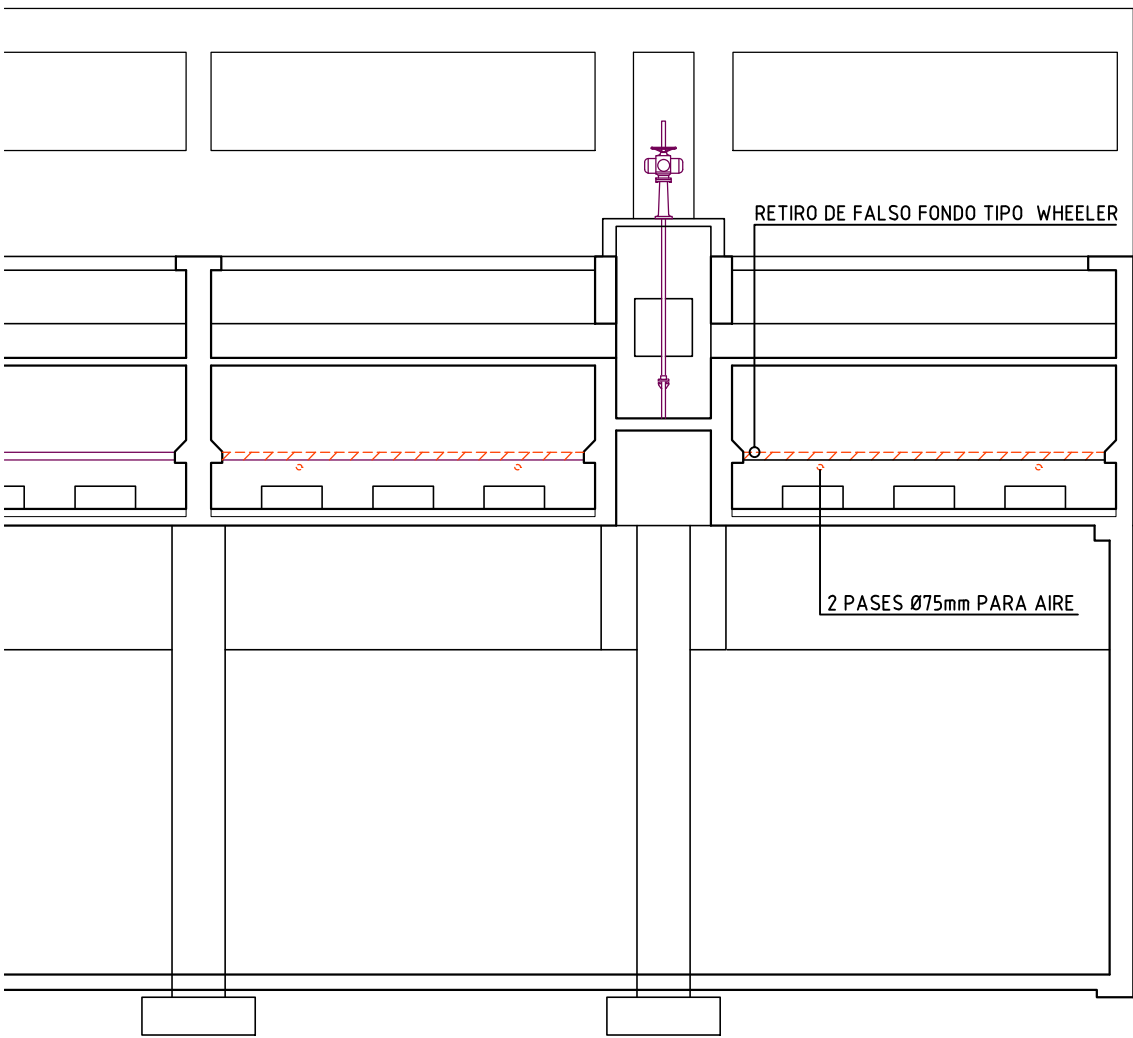


REFERENCIAS

- EXISTENTE A DEMOLER
- EXISTENTE A MANTENER

CORTE PARCIAL POR FILTRO
DEMOLICIÓN

ESCALA 1:100

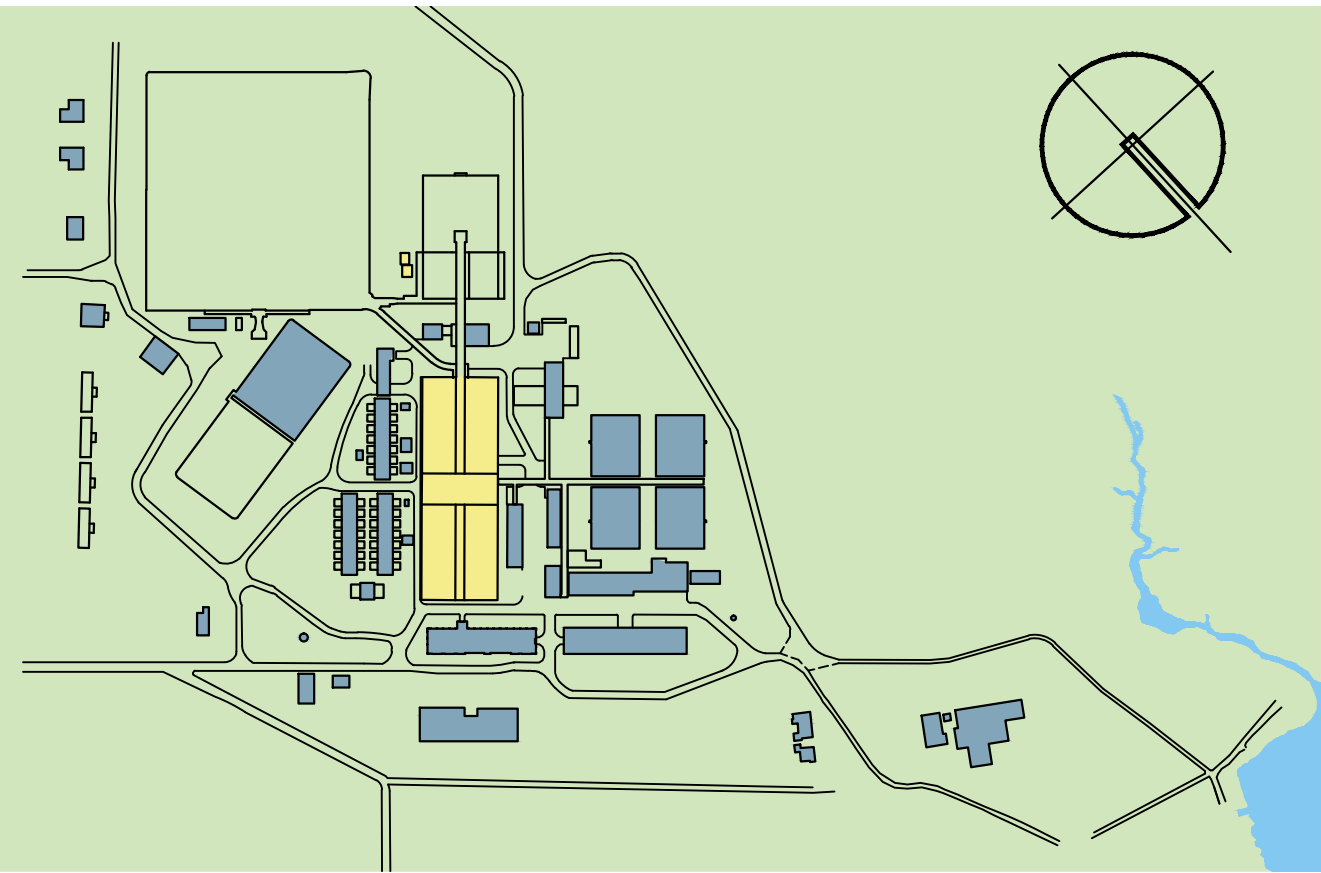


NOTAS

1) NIVELES SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-1.36 CERO OFICIAL)

PLANTA UBICACIÓN

ESCALA 1:5000





Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano



PROYECTO: ING. F. GROSS	COORDINADOR: ING. N. CUNHA	PROYECTO: ING. J. O. BELLAGAMBA
PROYECTO: ING. J. DEWOLFE	PROYECTO: ING. W. BECKER	DIBUJANTE: D. IBARGUREN
N° REVISION:		FECHA REVISION:

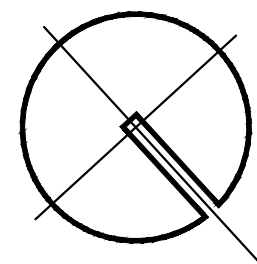
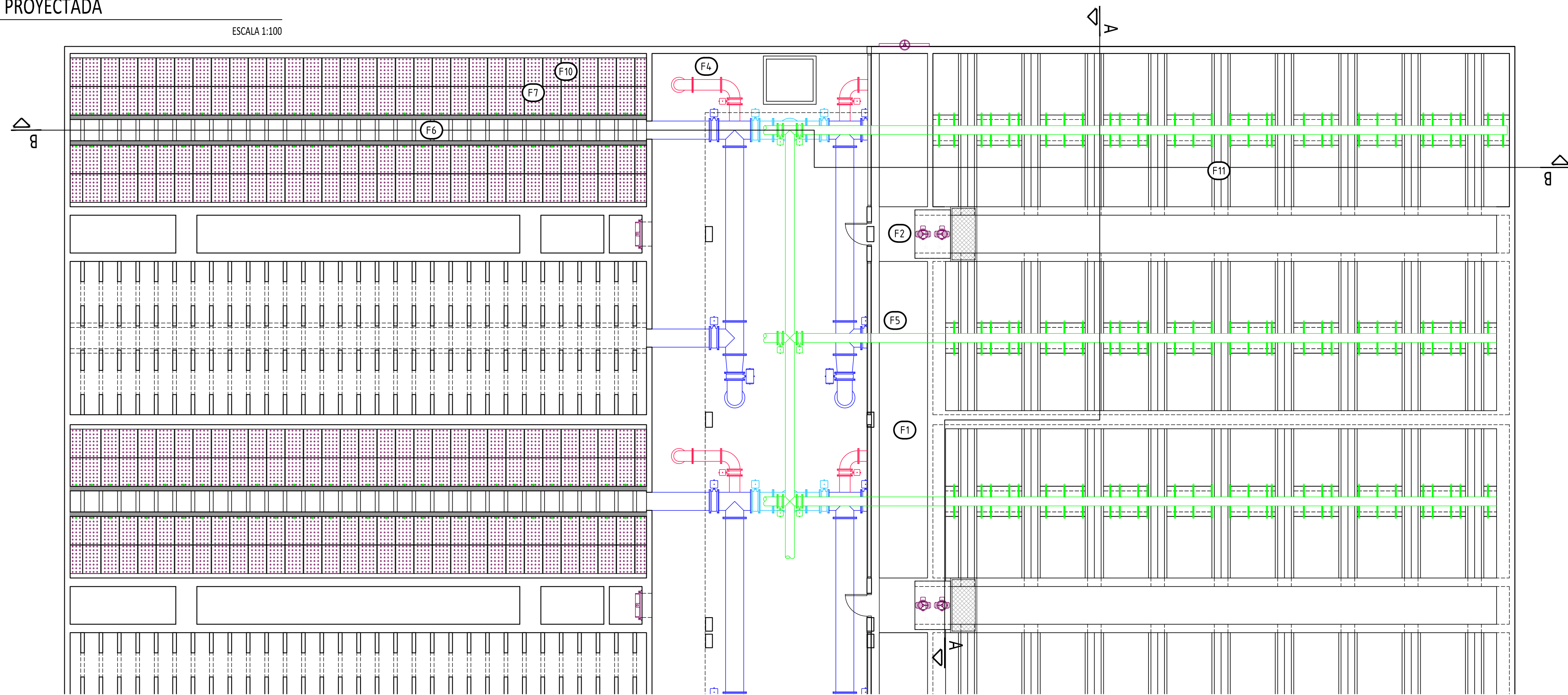


Obras Sanitarias del Estado

GERENCIA DE AGUA POTABLE	DEPARTAMENTO: CANELONES	LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES
	Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes	
	FILTROS DE MANTO UNICO - SITUACION ACTUAL Y OBRAS DE DEMOLICION	
	PLANTA GENERAL	
Ing. Quím. SAUL GARAT GERENTE	PROYECTO Daniel Beltrán	PROYECTO Ing. Gabriela Cruz
	PROYECTO Ing. Gerardo Cristall	PROYECTO Ing. Raúl Oyhantcabal
Ing. MARGARITA PINTOS SUB GERENTE	ASISTENTE Dora Carcelo	FECHA: abril 2017 ESCALA 1.500
		PLANO N° H41

PLANTA
SITUACIÓN PROYECTADA

ESCALA 1:100



NOTAS

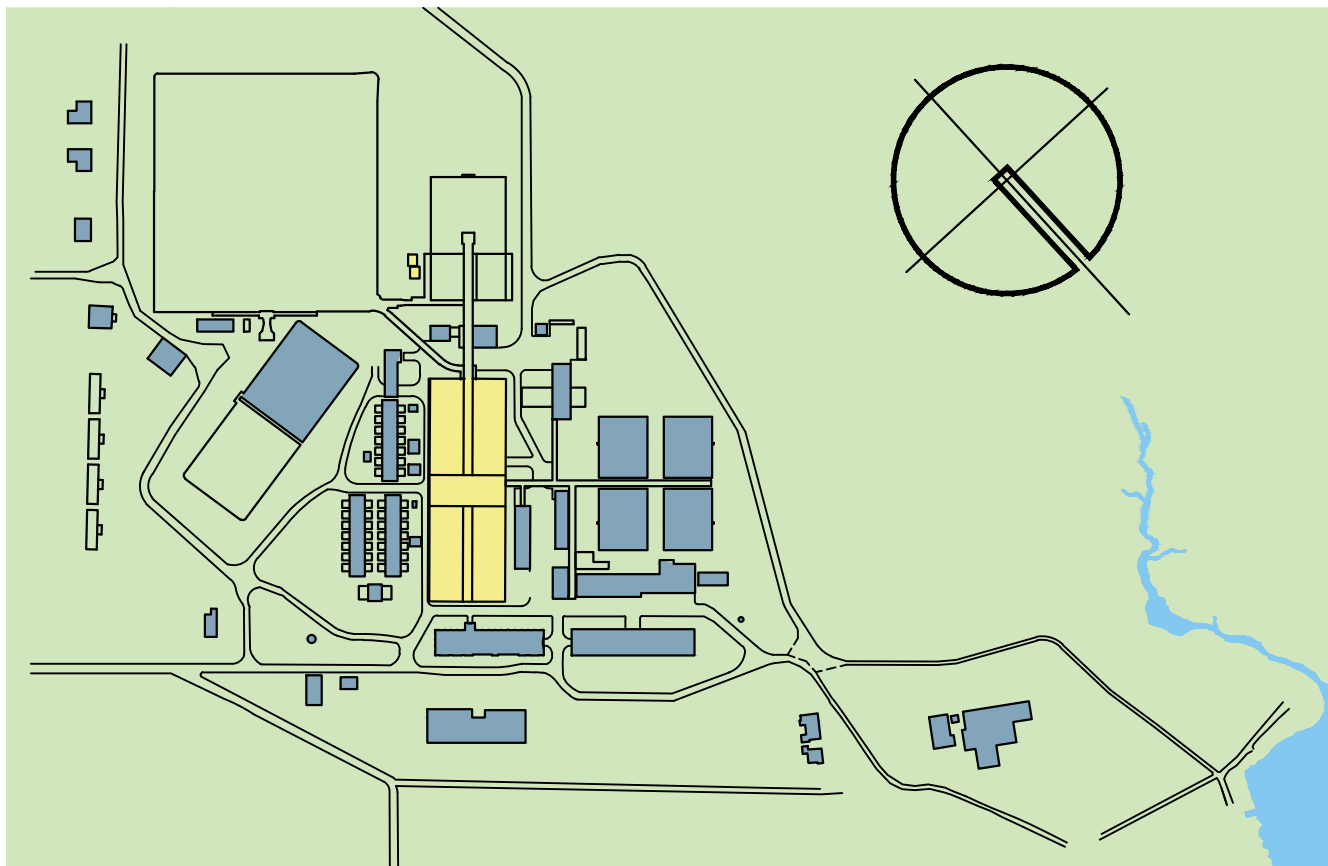
1) NIVELES SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-136 CERO OFICIAL)

REFERENCIAS

- F. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA TRANSFORMADOS A ARENA Y ANTRACITA (CAPACIDAD MÁXIMA = 32.000 m³/h)
1. CANAL DE ENTRADA DE AGUA SEDIMENTADA
 2. COMPUERTA DE ENTRADA DE AGUA SEDIMENTADA
 3. TUBERÍA EXISTENTE DE SALIDA DE AGUA FILTRADA/ENTRA DE LAVADO DE FILTROS (FUNDICIÓN Ø 600 mm)
 4. TUBERÍA DE FILTRADO A DESAGÜE (FUNDICIÓN Ø 350 mm)
 5. NUEVA TUBERÍA DE AIRE PARA LAVADO DE FILTROS (ACERO INOXIDABLE Ø 300 mm)
 6. NUEVO DUCTO DE SECCIÓN VARIABLE EN HORMIGÓN PARA DISTRIBUCIÓN EFICIENTE DE AGUA DE LAVADO DE FILTRO
 7. FALSO FONDO CON LOSETAS DE HORMIGÓN PREFABRICADAS Y BOQUILLAS APTAS PARA LAVADO CON AGUA Y AIRE (40 U/m²)
 8. MANTO SOPORTE DE GRAVA (e= 20 cm; T=1,00)
 9. MANTO FILTRANTE DE ARENA (e= 30 cm; T= 0,50mm)
 10. MANTO FILTRANTE DE ANTRACITA (e= 50 cm; T=3,6 -6,3 mm)
 11. CANALES SECUNDARIOS DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO A RECONSTRUIR
 12. CANALES PRINCIPALES DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO
 13. COMPUERTA DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO DE FILTROS

PLANTA UBICACIÓN

ESCALA 1:5000



Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano

seinco Hazen

PROYECTO: COORDINADOR: ING. F. GROSS
PROYECTO: ING. N. CUNHA
PROYECTO: ING. J. O. BELLAGAMBA
PROYECTO: ING. J. DEWOLFE
PROYECTO: ING. W. BECKER
PROYECTO: DIBUJANTE: D. IBARGUREN
N° REVISION: FECHA REVISION:

Obras Sanitarias del Estado

GERENCIA DE AGUA POTABLE DEPARTAMENTO: CANELONES LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES

Ing. Quím. SAUL GARAT GERENTE

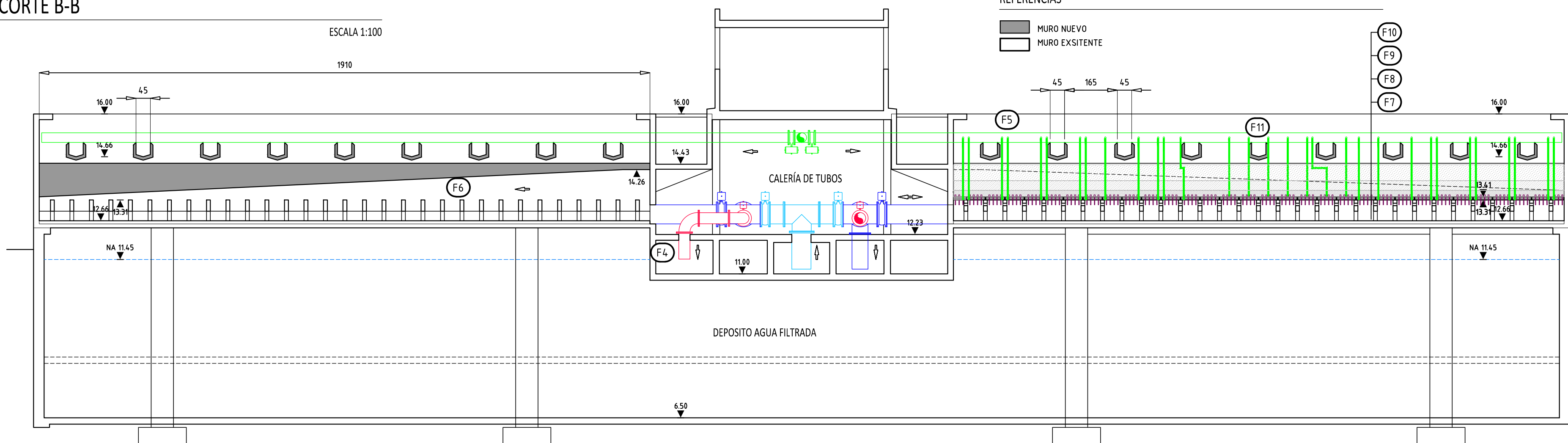
Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes
FILTROS DE MANTO UNICO - SITUACION PROYECTADA
PLANTAS Y CORTES

PROYECTO: Daniel Delán PROYECTO: Ing. Gabriela Cruz PROYECTO: Ing. David Oyhenartabai
PROYECTO: Ing. Margarita Pintos Sub GERENTE ASISTENTE: Ing. Gerardo Cristall ASISTENTE: Dora Carcelo

FECHA: abril 2017
ESCALA: 1:100
PLANO N°: **H42**

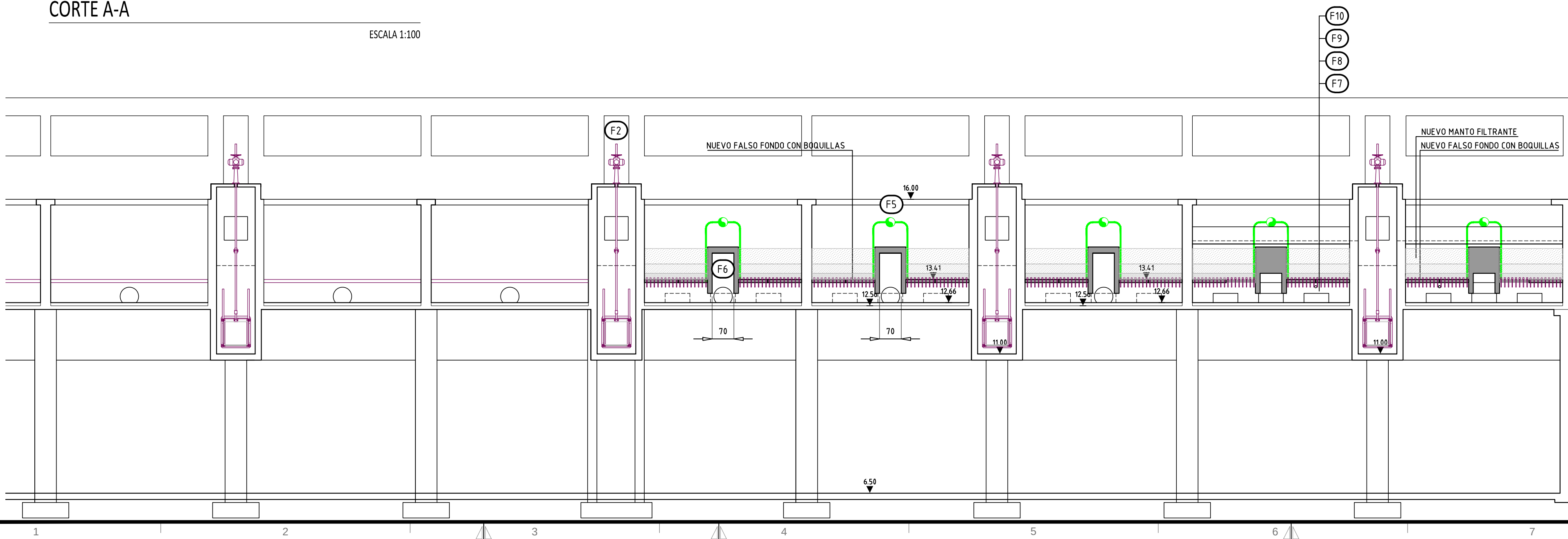
CORTE B-B

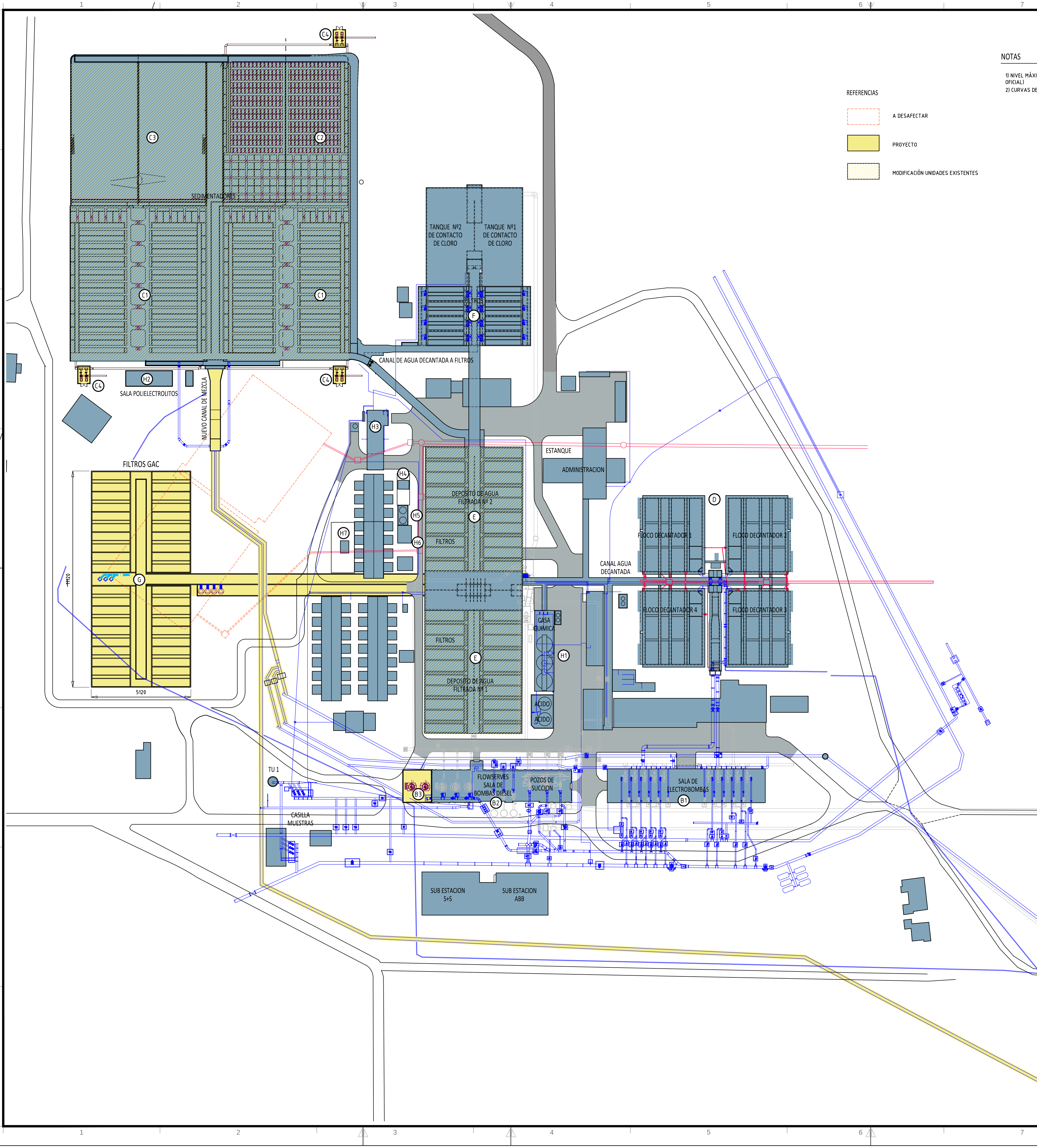
ESCALA 1:100



CORTE A-A

ESCALA 1:100





- REFERENCIAS
- A DESAFECTAR
 - PROYECTO
 - MODIFICACIÓN UNIDADES EXISTENTES

NOTAS

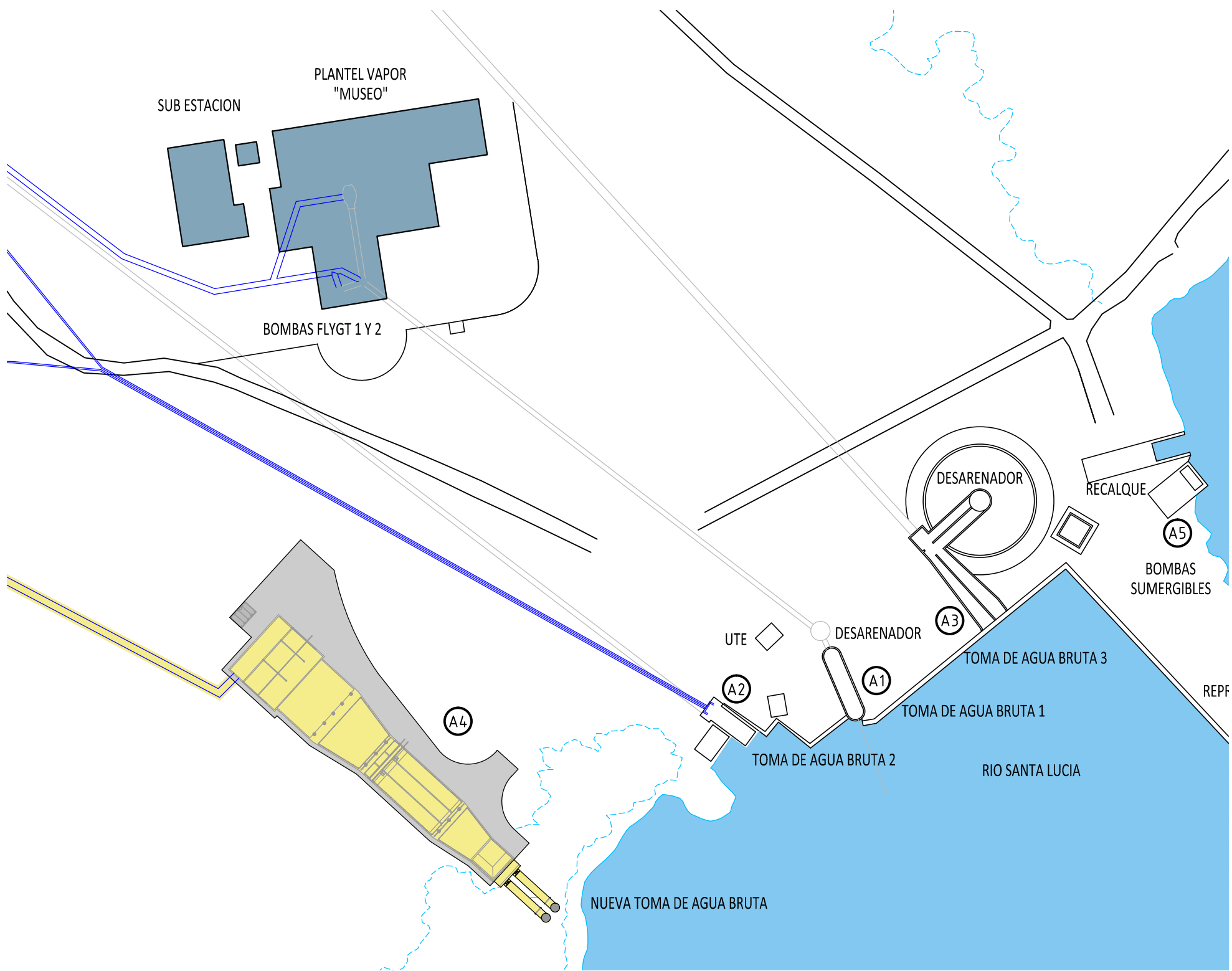
1) NIVEL MÁXIMA CRESCIENTE (TR=100 AÑOS): 11.62 CERO AGUAS CORRIENTES - (12.98 CERO OFICIAL)

2) CURVAS DE NIVEL SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-1.36 CERO OFICIAL)

- REFERENCIAS
- A. OBRA DE TOMA
- OBRA DE TOMA N°1 A SALA DE VAPOR
 - OBRA DE TOMA N°2 A SALA DIESEL
 - OBRA DE TOMA N°3 A SALA DE ELÉCTRICA
 - OBRA DE TOMA N°4 A NUEVA CÁMARA DE MEZCLA
 - ESTACIÓN DE RECALQUE
- B. SALA DE BOMBAS PROVEEDORAS Y ELEVADORAS
- SALA DE BOMBAS DE ELÉCTRICA
 - SALA DE BOMBAS DIESEL
 - AMPLIACIÓN DE SALA DE BOMBAS ELEVADORAS
- C. SEDIMENTADORES HORIZONTALES TRANSFORMADOS (CAPACIDAD AMPLIADA = 30.500 m³/h)
- UNIDADES N°3 Y 6 TRANSFORMADAS A SEDIMENTADORES LAMINARES CON INCREMENTO DE CAPACIDAD DE FLOCULACIÓN
 - UNIDAD N°4 TRANSFORMADA A SEDIMENTADOR LAMINAR CON INCORPORACIÓN DE FLOCULADORES MECÁNICOS PROPIOS
 - UNIDAD N°5 DISPONIBLE PARA HOMOGENEIZACIÓN Y REGULACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LÓDOS
 - ESTACIONES DE BOMBEO DE EXTRACCIÓN Y CONDUCCIÓN DE LODO SEDIMENTADO
- D. FLOCODECANTADORES (CAPACIDAD = 12.000 m³/h)
- E. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA TRANSFORMADOS A ARENA Y ANTRACITA (CAPACIDAD MÁXIMA = 32.000 m³/h)
- F. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA Y ANTRACITA (CAPACIDAD MÁXIMA = 15.000 m³/h)
- G. BATERÍA DE FILTROS DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (CAPACIDAD MÁXIMA = 38.600 m³/h)
- H. INSTALACIONES DE DOSIFICACIÓN DE PRODUCTOS QUÍMICOS
- SULFATO DE ALUMINIO
 - POLIELECTROLITO
 - CLORO GAS
 - DIÓXIDO DE CLORO
 - SODA CÁUSTICA
 - HIPOCLORITO DE SODIO
 - CARBÓN ACTIVADO EN POLVO

OBRA DE TOMA

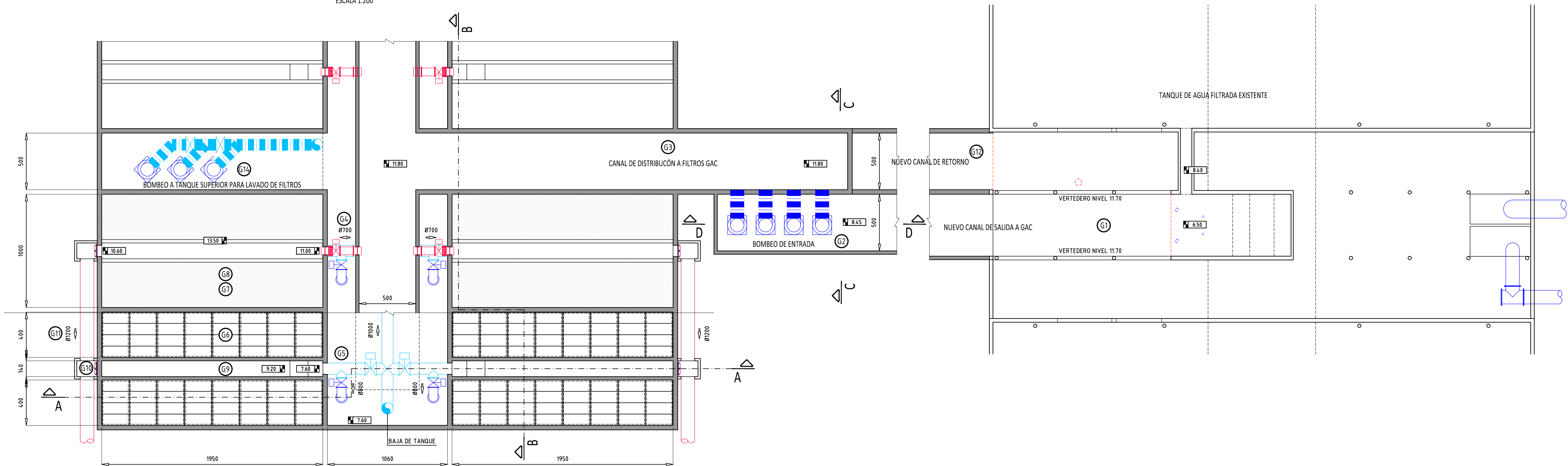
ESCALA 1:1000



Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano PROYECTO: seinco Hazen COORDINADOR: ING. F. GROSS PROYECTO: ING. N. CUNHA PROYECTO: ING. J. O. BELLAGAMBA PROYECTO: ING. J. DEWOLFE PROYECTO: ING. W. BECKER PROYECTO: DIBUJANTE: D. IBARGUREN N° REVISION: FECHA REVISION:			
GERENCIA DE AGUA POTABLE Ing. Quím. SAUL GARAT GERENTE DEPARTAMENTO: CANELONES LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes ALTERNATIVA 1 - PRE-CLORACIÓN + ADSORCIÓN GAC PLANTA GENERAL			
PROYECTO: Daniel Delán PROYECTO: Ing. Gerardo Cristall	PROYECTO: Ing. Gabriela Cruz PROYECTO: Dora Carcello	PROYECTO: Ing. David Oyhenartabal FECHA: abril 2017 ESCALA: 1:1000 PLANO N°: H100	

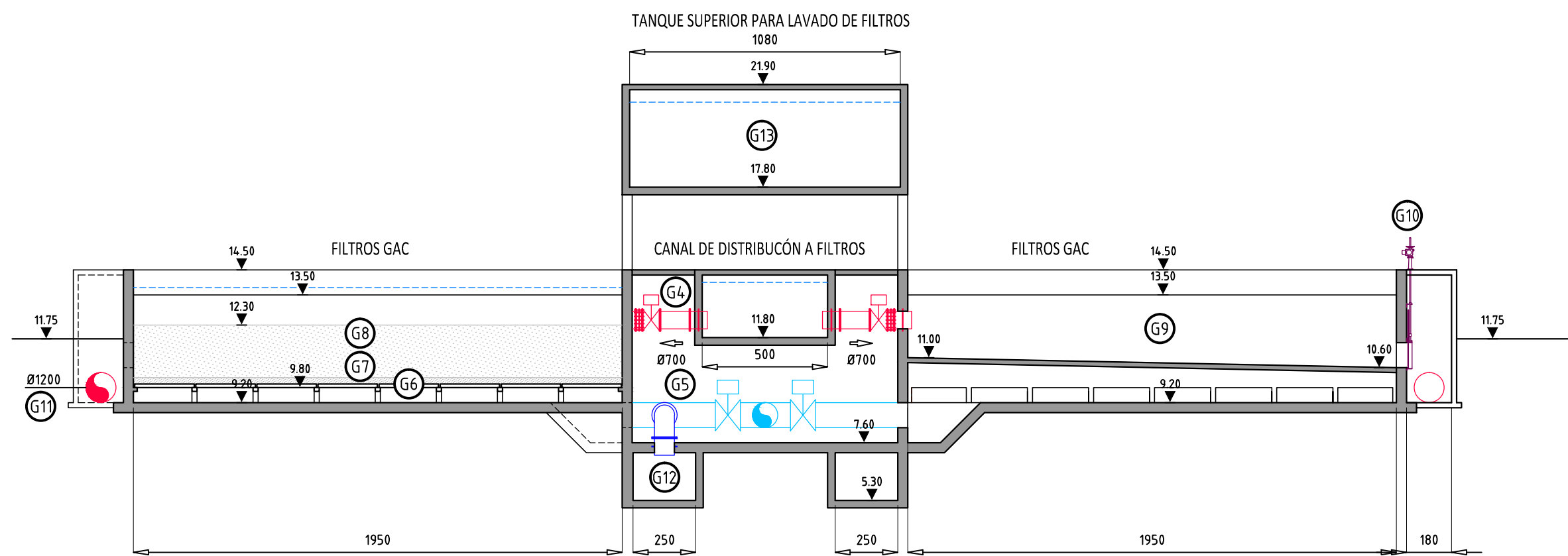
PLANTA ESQUEMÁTICA

ESCALA 1:200



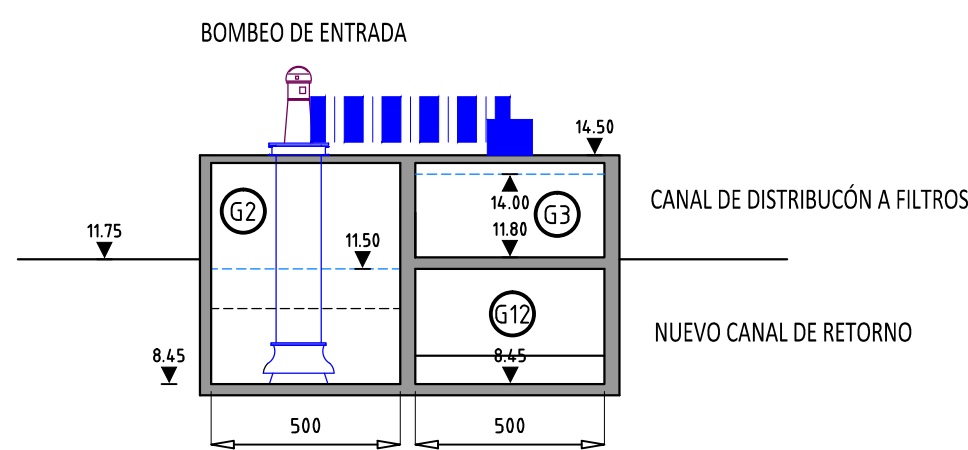
CORTE A-A

ESCALA 1:200



CORTE C-C

ESCALA 1:200



REFERENCIAS

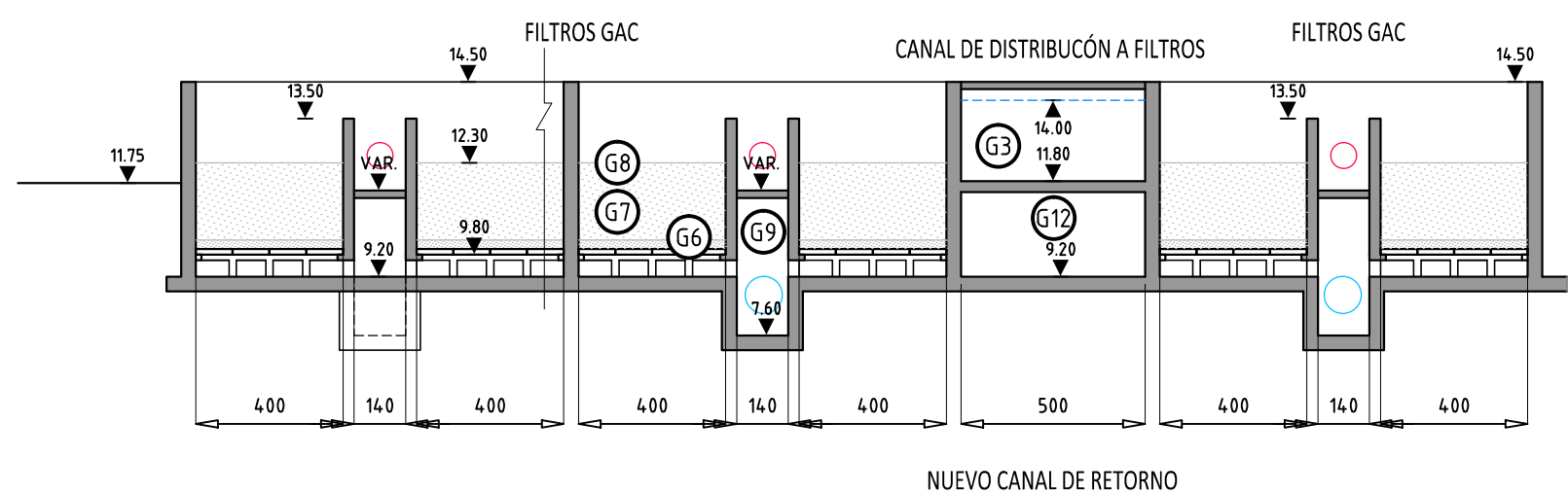
6. BATERÍA DE FILTROS DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (CAPACIDAD MÁXIMA = 38.600 m³/h)
1. CANAL DE CONDUCCIÓN DE AGUA FILTRADA A ADSORCIÓN
2. ESTACIÓN DE RECALQUE CON 3+1 BOMBAS PROPELLER DE EJE VERTICAL- Qunit = 12.900 m³/h; H = 6,0 mca
3. CANAL DE DISTRIBUCIÓN A FILTROS GAC
4. TUBERÍA DE ENTRADA (FUNDICIÓN Ø 700 mm)
5. TUBERÍA DE SALIDA DE AGUA FILTRADA/ENTRA DE LAVADO DE FILTROS (FUNDICIÓN Ø 1000 mm)
6. FALSO FONDO CON LOSETAS DE HORMIGÓN PREFABRICADAS Y BOQUILLAS (4.0 U/m²)
7. MANTO SOPORTE DE ARENA (e= 25 cm; Te= 0,50mm)
8. MANTO FILTRANTE DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (e= 210 cm; Te=1,00 mm)
9. CANALE DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO
10. COMPUERTA DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO DE FILTROS
11. TUBERÍA DE CONDUCCIÓN DE AGUA DE LAVADO IPRFV Ø 1200 mm)
12. DUCTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA FILTRADA A DEPÓSITO DE CONTACTO
13. DEPÓSITO ELEVADO DE ACUMULACIÓN DE AGUA DE LAVADO (v = 3.250 m³)
14. ESTACIÓN ELEVADORA DE AGUA DE LAVADO DE FILTROS CON 2+1 BOMBAS CENTRÍFUGAS DE EJE HORIZONTAL

NOTAS

- 1) NIVELES SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-1.36 CERO OFICIAL)

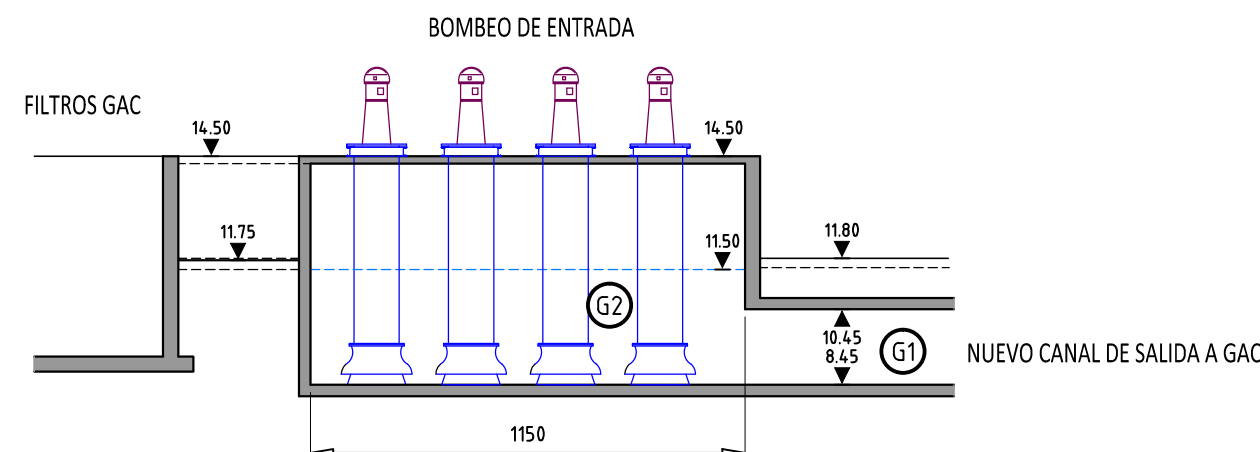
CORTE B-B

ESCALA 1:200



CORTE D-D

ESCALA 1:200



Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano

PROYECTO:

seinco Hazen

COORDINADOR:

ING. F. GROSS

ING. N. CUNHA

PROYECTO:

ING. J. O. BELLAGAMBA

PROYECTO:

ING. J. DEWOLFE

PROYECTO:

ING. W. BECKER

N° REVISION:

FECHA REVISION:



Obras Sanitarias del Estado

GERENCIA DE AGUA POTABLE

DEPARTAMENTO: CANELONES

LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES

Ing. Quim. SAUL GARAT GERENTE

Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes

ALTERNATIVA 1 - PRE-CLORACIÓN + ADSORCIÓN GAC

BATERÍA DE FILTROS GAC

PROYECTO:

Daniel Delón

PROYECTO:

Ing. Gabriela Cruz

PROYECTO:

Ing. Gerardo Cristall

Ing. Quim. SAUL GARAT GERENTE

Ing. Gabriela Cruz

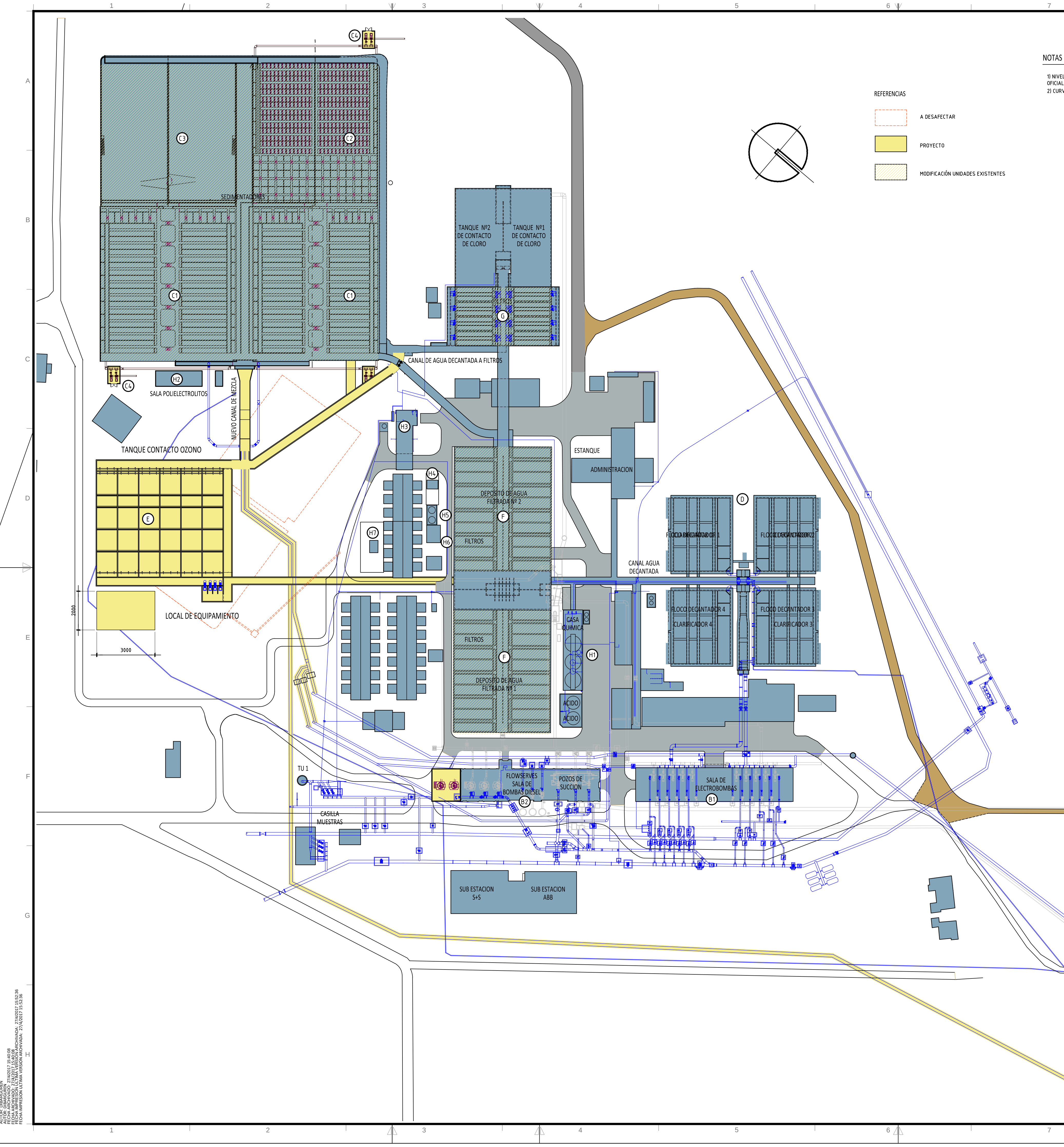
Ing. Gerardo Cristall

FECHA: abril 2017

ESCALA: 1:200

PLANO N°

H101



NOTAS

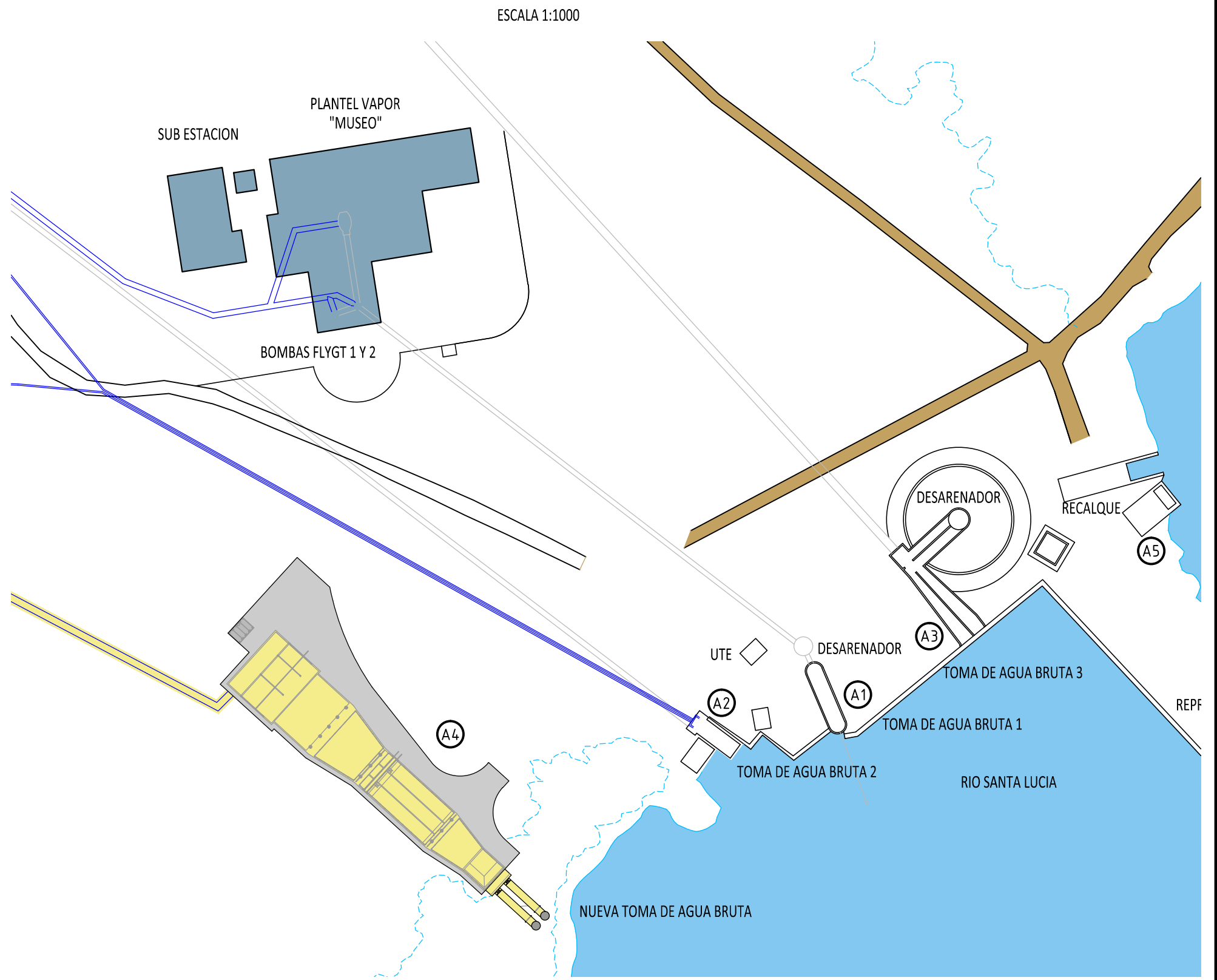
1) NIVEL MÁXIMA CRESCIENTE (TR=100 AÑOS): 11.62 CERO AGUAS CORRIENTES - (12.98 CERO OFICIAL)

2) CURVAS DE NIVEL SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-1.36 CERO OFICIAL)

- REFERENCIAS
- A DESAFECTAR
 - PROYECTO
 - MODIFICACIÓN UNIDADES EXISTENTES

- REFERENCIAS
- A. OBRA DE TOMA
- OBRA DE TOMA N°1 A SALA DE VAPOR
 - OBRA DE TOMA N°2 A SALA DIESEL
 - OBRA DE TOMA N°3 A SALA DE ELÉCTRICA
 - OBRA DE TOMA N°4 A NUEVA CÁMARA DE MEZCLA
 - ESTACIÓN DE RECALQUE
- B. SALA DE BOMBAS PROVEEDORAS Y ELEVADORAS
- SALA DE BOMBAS DE ELÉCTRICA
 - SALA DE BOMBAS DIESEL
 - AMPLIACIÓN DE SALA DE BOMBAS ELEVADORAS
- C. SEDIMENTADORES HORIZONTALES TRANSFORMADOS (CAPACIDAD AMPLIADA = 30.500 m³/h)
- UNIDADES N°3 Y 6 TRANSFORMADAS A SEDIMENTADORES LAMINARES CON INCREMENTO DE CAPACIDAD DE FLOCULACIÓN
 - UNIDAD N°4 TRANSFORMADA A SEDIMENTADOR LAMINAR CON INCORPORACIÓN DE FLOCULADORES MECÁNICOS PROPIOS
 - UNIDAD N°5 DISPONIBLE PARA HOMOGENEIZACIÓN Y REGULACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LODOS
 - ESTACIONES DE BOMBEO DE EXTRACCIÓN Y CONDUCCIÓN DE LODO SEDIMENTADO
- D. FLOCODECANTADORES (CAPACIDAD = 12.000 m³/h)
- E. SISTEMA DE INTEROXIDACIÓN MEDIANTE OZONO (CAPACIDAD= 17.500 ppd)
- F. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA TRANSFORMADOS A BIOFILTROS DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (CAPACIDAD MÁXIMA = 32.000 m³/h)
- G. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA Y ANTRACITA TRANSFORMADOS A BIOFILTROS DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (CAPACIDAD MÁXIMA = 8.000 m³/h)
- H. INSTALACIONES DE DOSIFICACIÓN DE PRODUCTOS QUÍMICOS
- SULFATO DE ALUMINIO
 - POLIELECTROLITO
 - CLORO GAS
 - DIÓXIDO DE CLORO
 - SODA CÁUSTICA
 - HIPOCLORITO DE SODIO

OBRA DE TOMA



Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano

seinco Hazen

PROYECTO:	COORDINADOR:	PROYECTO:	PROYECTO:
	ING. F. GROSS	ING. N. CUNHA	ING. J. O. BELLAGAMBA
	PROYECTO:	PROYECTO:	DIBUJANTE:
	ING. J. DEWOLFE	ING. W. BECKER	D. IBARGUREN
	N° REVISION:		FECHA REVISION:

Obras Sanitarias del Estado

GERENCIA DE AGUA POTABLE

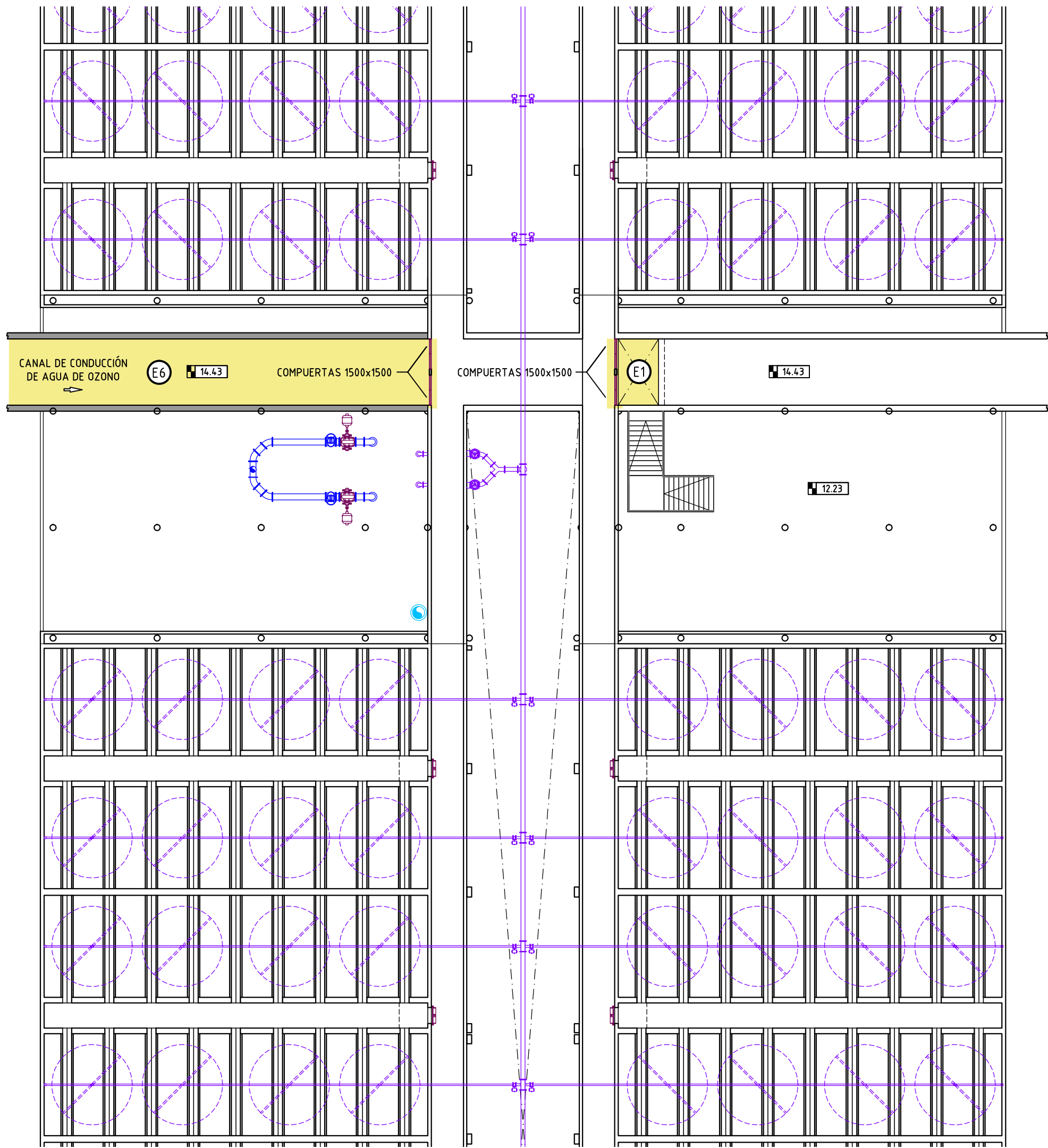
Ing. Quím. SAUL GARAT GERENTE

DEPARTAMENTO:	CANELONES	LOCALIDAD:	AGUAS CORRIENTES
Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes			
ALTERNATIVA 2 - OZONIZACIÓN + BIOFILTRACIÓN			
PLANTA GENERAL			
PROYECTO:	PROYECTO:	PROYECTO:	FECHA:
Daniel Dallón	Ing. Gabriela Cruz	Ing. David Oyharzábal	abril 2017
PROYECTO:	ASISTENTE:	ASISTENTE:	ESCALA:
Ing. MARGARITA PINTOS SUB GERENTE	Ing. Gerardo Cristall	Dora Caracota	1:1000
			PLANO N°
			H200

AUTORES: FRANCISCHINI
REVISOR: GARCIA
FECHA: 27/02/2017 15:02:36
FECHA IMPRESIÓN: 27/02/2017 15:02:36
FECHA IMPRESIÓN: 27/02/2017 15:02:36

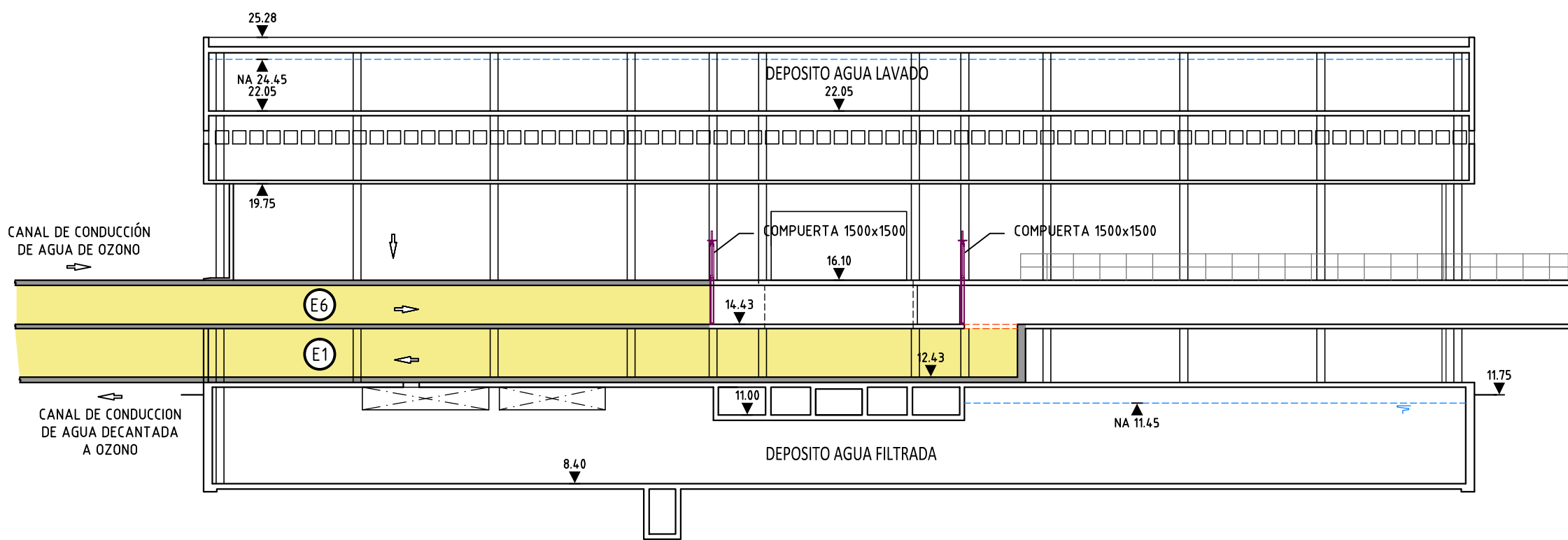
PLANTA NIVEL 14.43

ESCALA 1:100



CORTE A-A

ESCALA 1:200



REFERENCIAS

- E. SISTEMA DE INTEROXIDACIÓN MEDIANTE OZONO (CAPACIDAD= 17.500 ppd)
- DUCTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA DESDE PLANTA NORTE (FLOCDECANTADORES) HACIA POZO DE BOMBEO
 - DUCTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA DESDE PLANTA SUR (SEDIMENTADORES CONVENCIONALES TRANSFORMADOS) HACIA POZO DE BOMBEO
 - ESTACIÓN DE RECÁLQUE CON 3+1 BOMBAS PROPELLER DE EJE VERTICAL: Qunit = 12.900 m³/h; H = 3,0 mca
 - UNIDAD DE CONTACTO DE OZONO
 - CANAL DE ENTRADA SIFONADO
 - CÁMARA DE CONTACTO DE 3 CELDAS (TRH = 12 min)
 - CÁMARA DE REACCIÓN DE 1 CELDA (TRH = 2 min)
 - CÁMARA DE DESOZONIZACIÓN (TRH = 4 min)
 - CANAL DE SALIDA SIFONADO
 - CANAL DE CONDUCCIÓN A UNIDADES DE BIOFILTRACIÓN A PLANTA SUR
 - CANAL DE CONDUCCIÓN A UNIDADES DE BIOFILTRACIÓN A PLANTA NORTE
 - SALA DE EQUIPOS DE GENERACIÓN DE OZONO: 5+1 EQUIPOS DE CAPACIDAD UNITARIA 3.500 ppd CON TECNOLOGÍA DE GENERACIÓN EN BASE A LOX
- F. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA TRANSFORMADOS A BIOFILTROS DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR(CAPACIDAD MÁXIMA = 32.000 m³/h)
- CANAL DE ENTRADA DE AGUA SEDIMENTADA/OXIDADA
 - COMPUERTA DE ENTRADA DE AGUA SEDIMENTADA
 - TUBERÍA EXISTENTE DE SALIDA DE AGUA FILTRADA/ENTRA DE LAVADO DE FILTROS (FUNDICIÓN Ø 600 mm)
 - TUBERÍA DE FILTRADO A DESAGÜE (FUNDICIÓN Ø 350 mm)
 - NUEVA TUBERÍA DE AIRE PARA LAVADO DE FILTROS (ACERO INOXIDABE Ø 300 mm)
 - NUOVO DUCTO DE SECCIÓN VARIABLE EN HORMIGÓN PARA DISTRIBUCIÓN EFICIENTE DE AGUA DE LAVADO DE FILTRO
 - FALSO FONDO CON LOSETAS DE HORMIGÓN PREFABRICADAS Y BOQUILLAS APTAS PARA LAVADO CON AGUA Y AIRE (40 U/m²)
 - MANTO SOPORTE DE ARENA (e= 25 cm; Te= 0,50mm)
 - MANTO FILTRANTE DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (e= 75 cm; Te=1,00 mm)
 - CANALES SECUNDARIOS DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO A RECONSTRUIR
 - CANALES PRINCIPALES DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO
 - COMPUERTA DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO DE FILTROS
 - SUPLANTES DE AIRE DE LAVADO DE FILTROS (1+1 UNIDADES): Qunit = 4.400 m³/h; H = 300 mbar
- G. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA Y ANTRACITA TRANSFORMADOS A BIOFILTROS DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (CAPACIDAD MÁXIMA = 8.000 m³/h)
- CANAL DE ENTRADA DE AGUA SEDIMENTADA
 - TUBERÍA EXISTENTE DE ENTRADA DE AGUA SEDIMENTADA/OXIDADA (FUNDICIÓN Ø 700 mm)
 - TUBERÍA EXISTENTE DE SALIDA DE AGUA FILTRADA (FUNDICIÓN Ø 600 mm)
 - TUBERÍA EXISTENTE DE ENTRA DE AGUA DE LAVADO DE FILTROS (FUNDICIÓN Ø 1200 mm)
 - TUBERÍA DE FILTRADO A DESAGÜE (FUNDICIÓN Ø 350 mm)
 - TUBERÍA EXISTENTE DE AIRE PARA LAVADO DE FILTROS (ACERO INOXIDABE Ø 350 mm)
 - DUCTO DE SECCIÓN VARIABLE EN HORMIGÓN PARA DISTRIBUCIÓN EFICIENTE DE AGUA DE LAVADO DE FILTRO
 - FALSO FONDO TIPO LEOPOLD APTOS PARA LAVADO CON AGUA Y AIRE
 - MANTO SOPORTE DE ARENA (e= 25 cm; Te= 0,50mm)
 - MANTO FILTRANTE DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (e= 75 cm; Te=1,00 mm)
 - CANAL PRINCIPAL DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO
 - TUBERÍA DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO DE FILTROS (FUNDICIÓN Ø 1000 mm)
 - SUPLANTES EXISTENTES DE AIRE DE LAVADO DE FILTROS

NOTAS

- 1) NIVELES SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-136 CERO OFICIAL)



Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano

PROYECTO:

seinco Hazen

COORDINADOR:

ING. F. GROSS

ING. N. CUNHA

PROYECTO:

ING. J. DEVOLFE

ING. W. BECKER

N° REVISION:

PROYECTO:

ING. J. O. BELLAGAMBA

DIBUJANTE:

D. IBARGUREN

FECHA REVISION:



Obras Sanitarias del Estado

GERENCIA DE AGUA POTABLE

Ing. Quim. SAUL GARAT GERENTE

DEPARTAMENTO: CANELONES

LOCALIDAD: AGUAS CORRIENTES

Planta Potabilizadora de Aguas Corrientes

ALTERNATIVA 2 - OZONIZACIÓN + BIOFILTRACIÓN

CANALES DE AGUA DECAANTADA

PROYECTO:

Daniel Delán

PROYECTO:

Ing. Margarita Pintos SUB GERENTE

PROYECTO:

Ing. Gabriela Cruz

ASISTENTE:

Ing. Gerardo Cristall

PROYECTO:

Ing. David Oyhenartabal

ASISTENTE:

Dora Carcela

FECHA:

abril 2017

ESCALA:

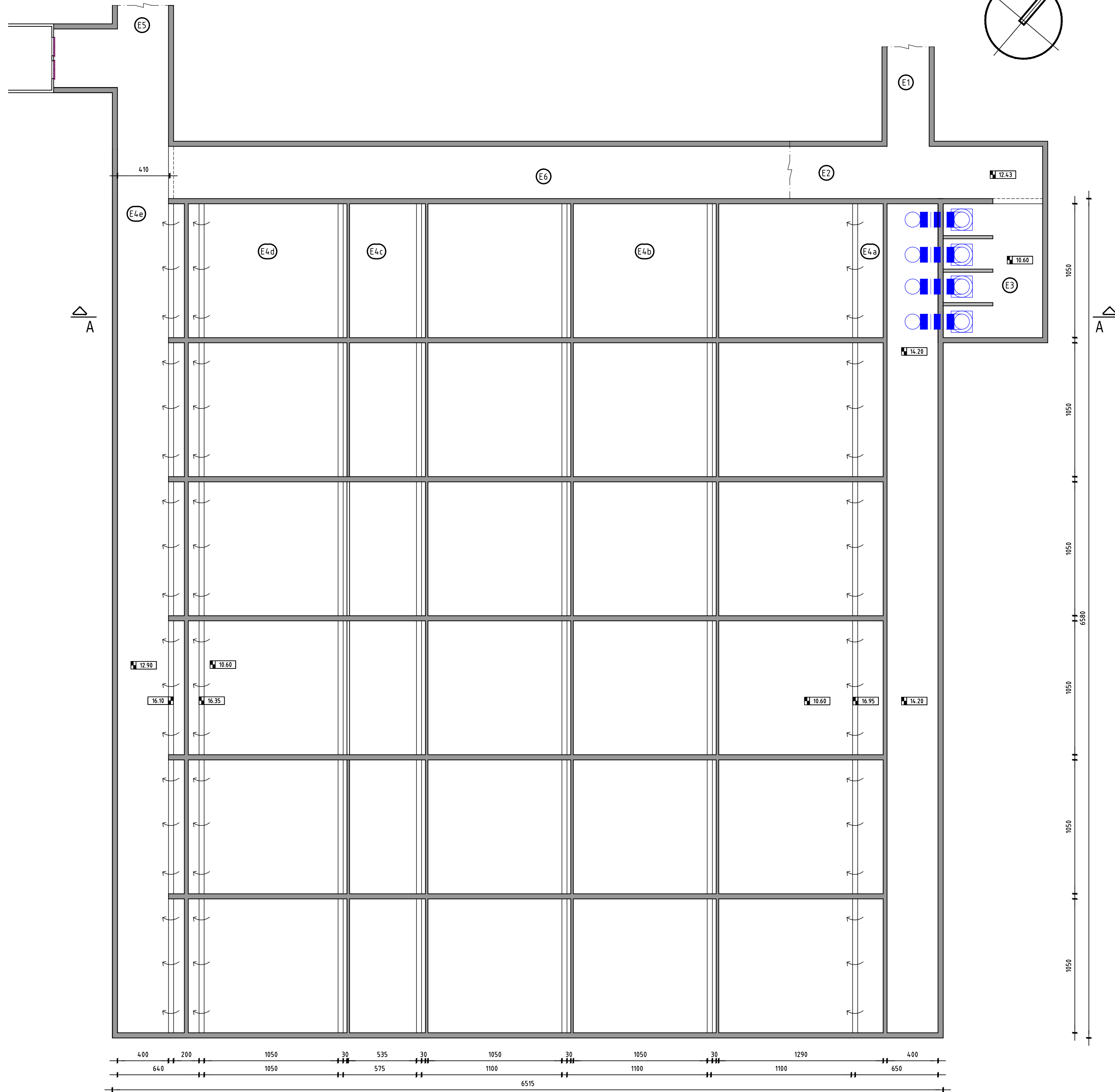
1:200

PLANO N°

H201

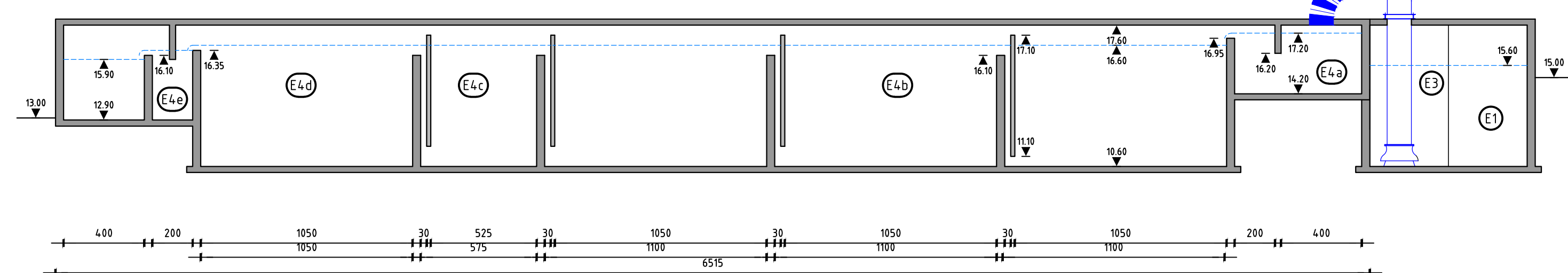
PLANTA

ESCALA 1:200



CORTE A-A

ESCALA 1:200



REFERENCIAS

E. SISTEMA DE INTEROXIDACIÓN MEDIANTE OZONO (CAPACIDAD= 17.500 ppd)

1. DUCTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA DESDE PLANTA NORTE (FLOCODECANTADORES) HACIA POZO DE BOMBO
2. DUCTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA DESDE PLANTA SUR (SEDIMENTADORES CONVENCIONALES TRANSFORMADOS) HACIA POZO DE BOMBEO
3. ESTACIÓN DE RECALQUE CON 3-1 BOMBAS PROPELLER DE EJE VERTICAL: $Q_{\text{máx}} = 12.900 \text{ m}^3/\text{h}$; $H = 3,0 \text{ mca}$
4. UNIDAD DE CONTACTO DE OZONO
 - a. CANAL DE ENTRADA SIFONADO
 - b. CÁMARA DE CONTACTO DE 3 CELDAS ($\text{TRH} = 12 \text{ min}$)
 - c. CÁMARA DE REACCIÓN DE 1 CELDA ($\text{TRH} = 2 \text{ min}$)
 - d. CÁMARA DE DESOZONIZACIÓN ($\text{TRH} = 4 \text{ min}$)
 - e. CANAL DE SALIDA SIFONADO

5. CANAL DE CONDUCCIÓN A UNIDADES DE BIOFILTRACIÓN A PLANTA SUR
6. CANAL DE CONDUCCIÓN A UNIDADES DE BIFILTRACIÓN A PLANTA NORTE
7. SALA DE EQUIPOS DE GENERACIÓN DE OZONO: 5+1 EQUIPOS DE CAPACIDAD UNITARIA 3.500 ppd CON TECNOLOGÍA DE GENERACIÓN EN BASE A LOX

F. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA TRANSFORMADOS A BIOFILTROS DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR(CAPACIDAD MÁXIMA = 32.000 m³/h)

1. CANAL DE ENTRADA DE AGUA SEDIMENTADA/OXIDADA
2. CUMPLIERTA DE ENTRADA DE AGUA SEDIMENTADA
3. TUBERÍA EXISTENTE DE SALIDA DE AGUA LAVADA/ENTRA DE LAVADO DE FILTROS (FUNCIÓN Ø 600 mm)
4. TUBERÍA DE FILTRADO A DESAGUE (FUNCIÓN Ø 350 mm)
5. NUEVA TUBERÍA DE AIRE PARA LAVADO DE FILTROS (ACERO INOXIDABLE Ø 300 mm)
6. NUEVO DUCTO DE SECCIÓN VARIABLE EN HORMIGÓN PARA DISTRIBUCIÓN EFICIENTE DE AGUA DE LAVADO DE FILTRO
7. FALSO FONDO CON LOSETAS DE HORMIGÓN PREFABRICADAS Y BODICULAS APTAS PARA LAVADO CON AGUA Y AIRE (40 U/m²)
8. MANTO SOPORTE DE ARENA (e= 25 cm, Te= 0,50mm)
9. MANTO FILTRANTE DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (e= 75 cm, Te=1,00 mm)
10. CANALES SECUNDARIOS DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO A RECONSTRUIR
11. CANALES PRINCIPALES DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO
12. CUMPLIERTA DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO DE FILTROS
13. SOPLANTES DE AIRE DE LAVADO DE FILTROS (1-1 UNIDADES) Qunit = 4.400 m³/h, H = 300 mbar

G. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA Y ANTRACITA TRANSFORMADOS A BIOFILTROS DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (CAPACIDAD MÁXIMA = 8.000 m³/h)

1. CANAL DE ENTRADA DE AGUA SEDIMENTADA
2. TUBERÍA EXISTENTE DE SALIDA DE AGUA SEDIMENTADA/OXIDADA (FUNCIÓN Ø 700 mm)
3. TUBERÍA EXISTENTE DE ENTRADA DE AGUA FILTRADA (FUNCIÓN Ø 600 mm)
4. TUBERÍA EXISTENTE DE ENTRA DE AGUA DE LAVADO DE FILTROS (FUNCIÓN Ø 1200 mm)
5. TUBERÍA DE FILTRADO A DESAGÜE (FUNCIÓN Ø 350 mm)
6. TUBERÍA EXISTENTE DE AIRE PARA LAVADO DE FILTROS (ACERO INOXIDABLE Ø 350 mm)
7. DUCTO DE SECCIÓN VARIABLE EN HORMIGÓN PARA DISTRIBUCIÓN EFICIENTE DE AGUA DE LAVADO DE FILTRO
8. FALSO FONDO TIPO LEOPOLD APTOS PARA LAVADO CON AGUA Y AIRE
9. MANTO SOPORTE DE ARENA (e= 25 cm, Te= 0,50mm)
10. MANTO FILTRANTE DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (e= 75 cm, Te=1,00 mm)
11. CANAL PRINCIPAL DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO
12. TUBERÍA DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO DE FILTROS (FUNCIÓN Ø 1000 mm)
13. SUPLANTES EXISTENTES DE AIRE DE LAVADO DE FILTROS

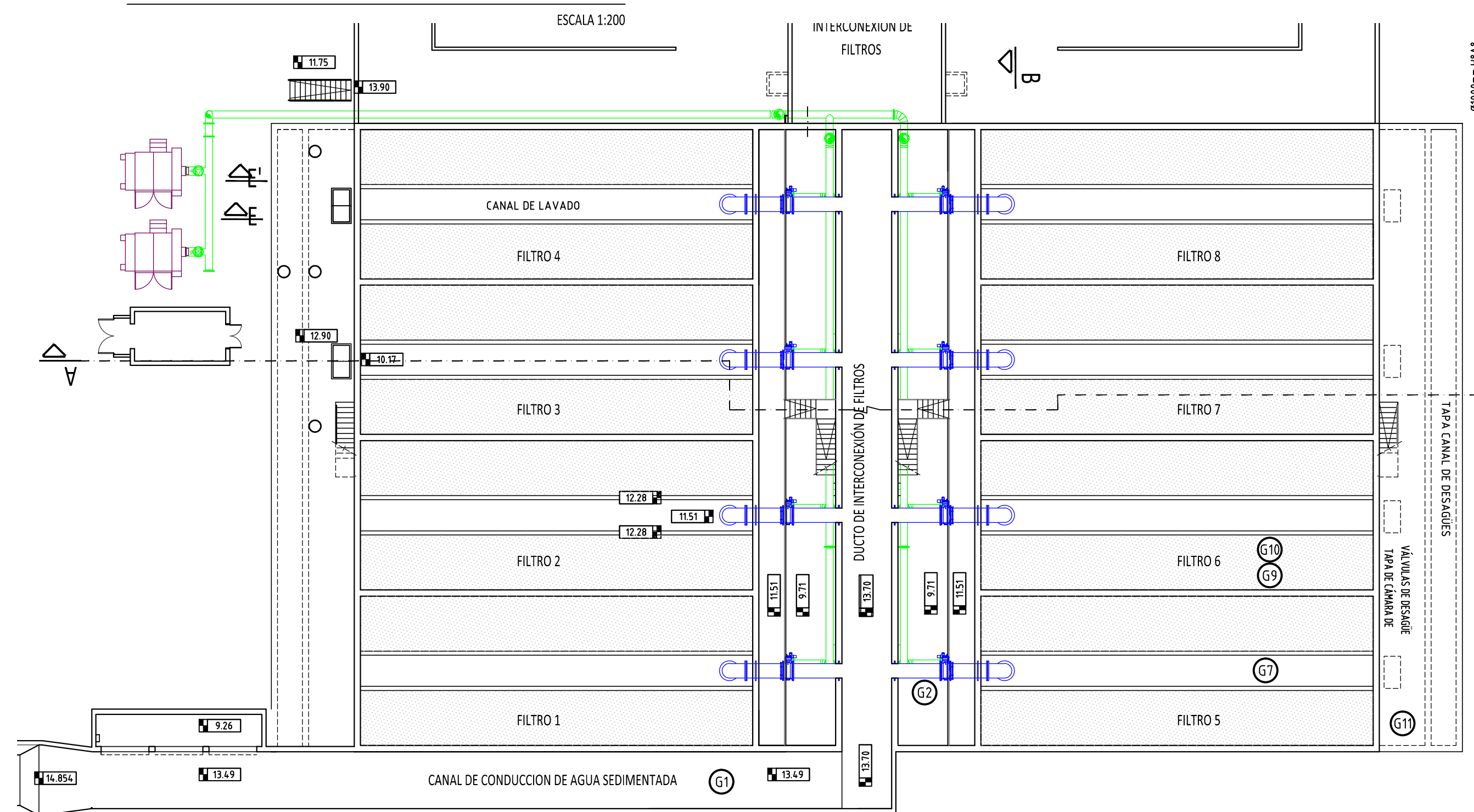
NOTAS

- 1) NIVELES SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-1.36 CERO OFICIAL)

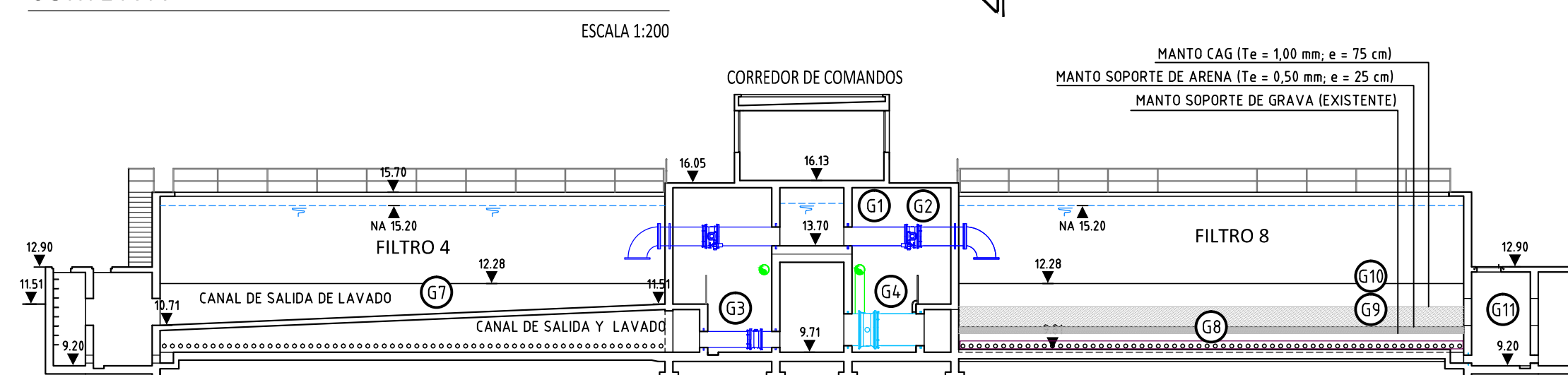
 Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano			
PROYECTO:	COORDINADOR: ING. F. GROSS	PROYECTO: ING. N. CUNHA	PROYECTO: ING. J. O. BELLAGAMA
	PROYECTO: ING. J. DEWOLFE	PROYECTO: ING. W. BECKER	DIBUJANTE: D. IBARGÜREN
	N° REVISIÓN:		FECHA REVISIÓN:

AUTOR: DIBARGUREN
AUTOK: DIBARGUREN
FECHA ARCHIVADO: 27/4/2017 15:40:08
FECHA ARCHIVADO: 27/4/2017 15:40:08
FECHA IMPRESION ULTIMA VERSION ARCHIVADA: 27/4/2017 15:52:45
FECHA IMPRESION ULTIMA VERSION ARCHIVADA: 27/4/2017 15:52:45

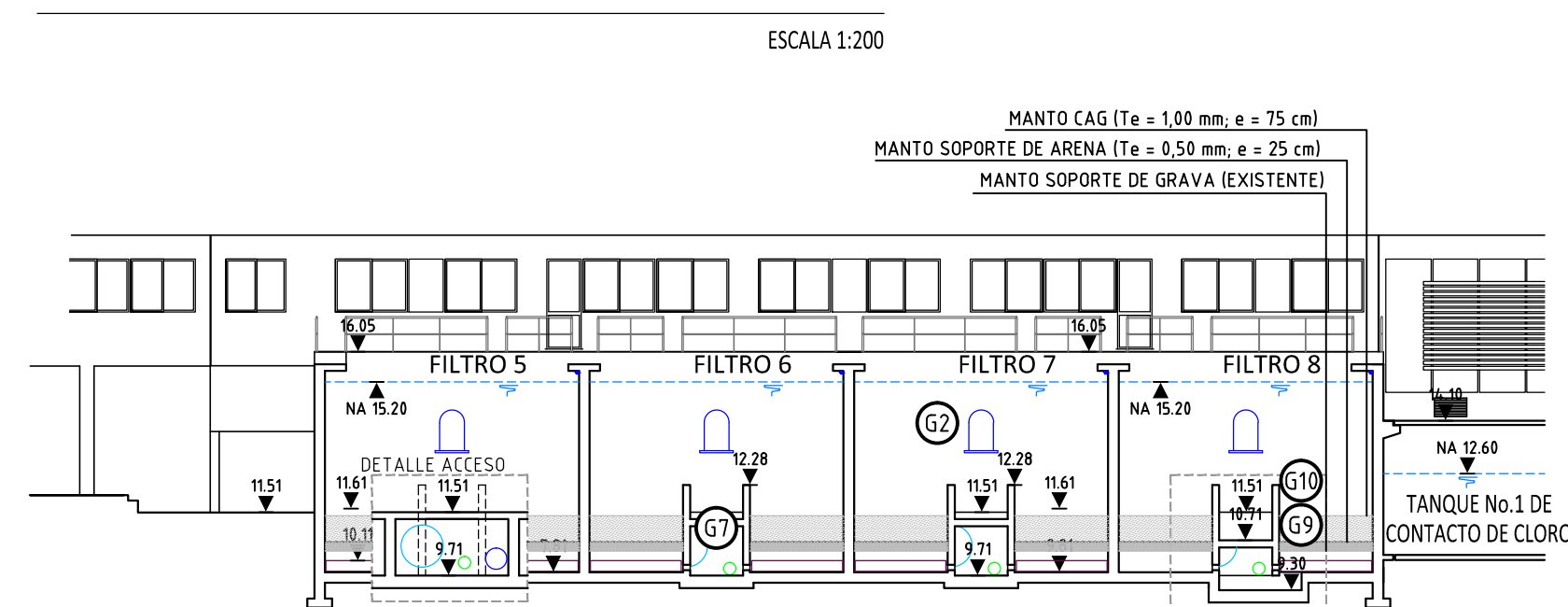
PLANTA BATERÍA FILTROS SUR



CORTE A-A



CORTE B-B



REFERENCIAS

- E. SISTEMA DE INTEROXIDACIÓN MEDIANTE OZONO (CAPACIDAD= 17.500 ppd)

1. DUCTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA DESDE PLANTA NORTE (FLUCODECANTADORES) HACIA POZO DE BOMBEO
2. DUCTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA DESDE PLANTA SUR (SEDIMENTADORES CONVENCIONALES TRANSFORMADOS) HACIA POZO DE BOMBEO
3. ESTACIÓN DE RECALEQUE CON 3+1 BOMBAS PROPELLER DE EJE VERTICAL: $Q_{unif} = 12.900 \text{ m}^3/\text{h}$; $H = 3,0 \text{ mca}$
4. UNIDAD DE CONTACTO DE OZONO
 - a. CANAL DE ENTRADA SIFONADO
 - b. CÁMARA DE CONTACTO DE 3 CELDAS (TRH = 12 min)
 - c. CÁMARA DE REACCIÓN DE 1 CELDA (TRH = 2 min)
 - d. CÁMARA DE DESOZONIZACIÓN (TRH = 4 min)
 - e. CANAL DE SALIDA SIFONADO

5. CANAL DE CONDUCCIÓN A UNIDADES DE BIOFILTRACIÓN A PLANTA SUR
6. CANAL DE CONDUCCIÓN A UNIDADES DE BIFILTRACIÓN A PLANTA NORTE
7. SALA DE EQUIPOS DE GENERACIÓN DE OZONO: 5+1 EQUIPOS DE CAPACIDAD UNITARIA 3.500 ppd CON TECNOLOGÍA DE GENERACIÓN EN BASE A LOX

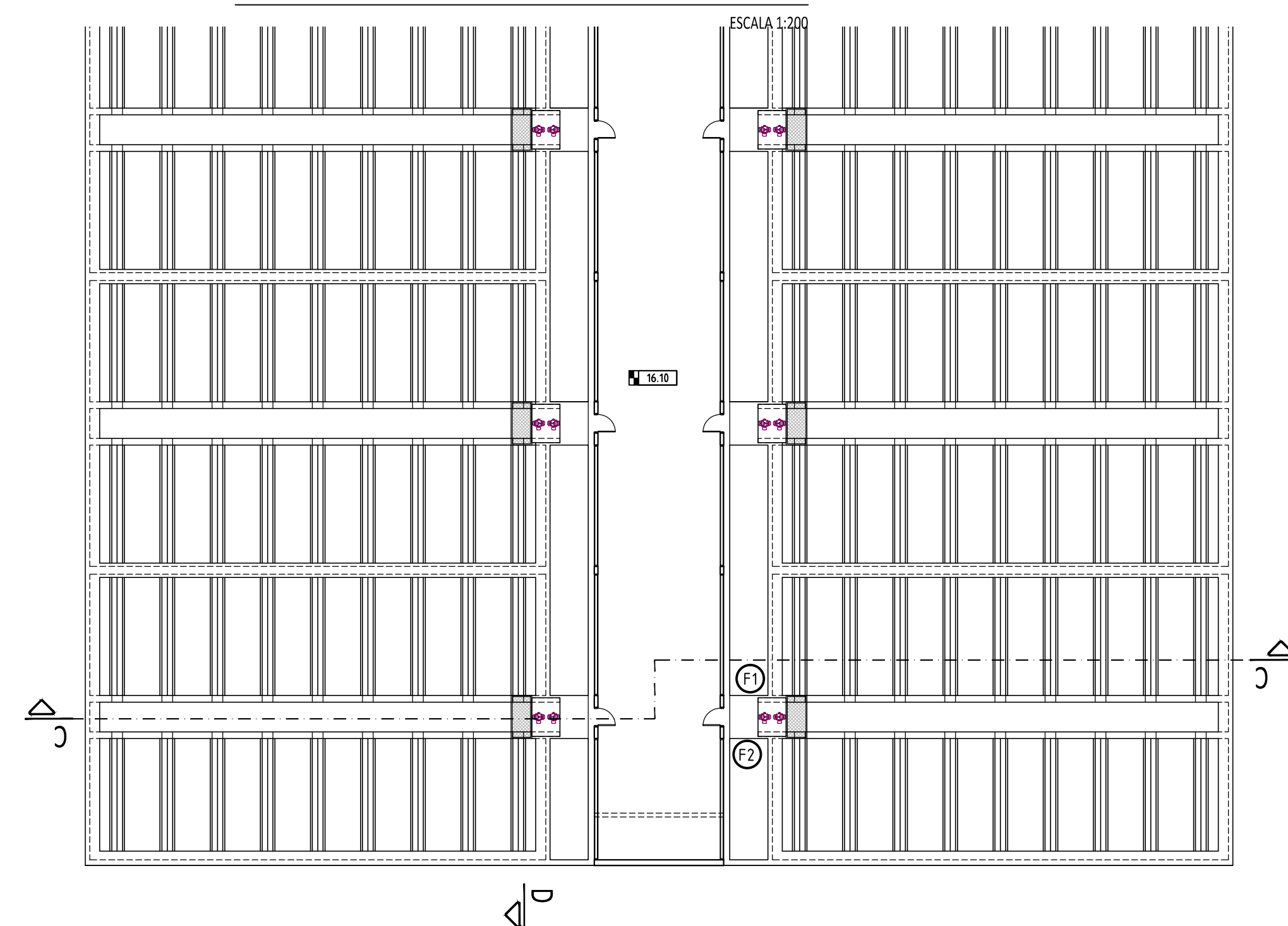
- F. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA TRANSFORMADOS A BIOFILTROS DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR(CAPACIDAD MÁXIMA = 32.000 m³/h)

1. CANAL DE ENTRADA DE AGUA SEDIMENTADA/OXIDADA
2. CUERPO DE ENTRADA DE AGUA SEDIMENTADA
3. TUBERÍA EXISTENTE DE SALIDA DE AGUA FILTRADA/ENTRA DE LAVADO DE FILTROS (FUNCIÓN Ø 600 mm)
4. TUBERÍA DE FILTRADO A DESAGÜE (FUNCIÓN Ø 350 mm)
5. NUEVA TUBERÍA DE AIRE PARA LAVADO DE FILTROS (ACERO INOXIDABLE Ø 300 mm)
6. NUEVO DUCTO DE SECCIÓN VARIABLE EN HORMIGÓN PARA DISTRIBUCIÓN EFICIENTE DE AGUA DE LAVADO DE FILTRO
7. FALSO FONDO CON LOSETAS DE HORMIGÓN PREFABRICADAS Y BOQUILLAS APTAS PARA LAVADO CON AGUA Y AIRE (4.0 U/m²)
8. MANTO SOPORTE DE ARENA (e= 25 cm; Te= 0,50mm)
9. MANTO FILTRANTE DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (e= 75 cm, Te=1,00 mm)
10. CANALES SECUNDARIOS DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO A RECONSTRUIR
11. CANALES PRINCIPALES DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO
12. CUERPO DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO DE FILTROS
13. SOPLANTES DE AIRE DE LAVADO DE FILTROS (1-1 UNIDADES) Qunit = 4 + 4.00 m³/h, H = 300 mbar

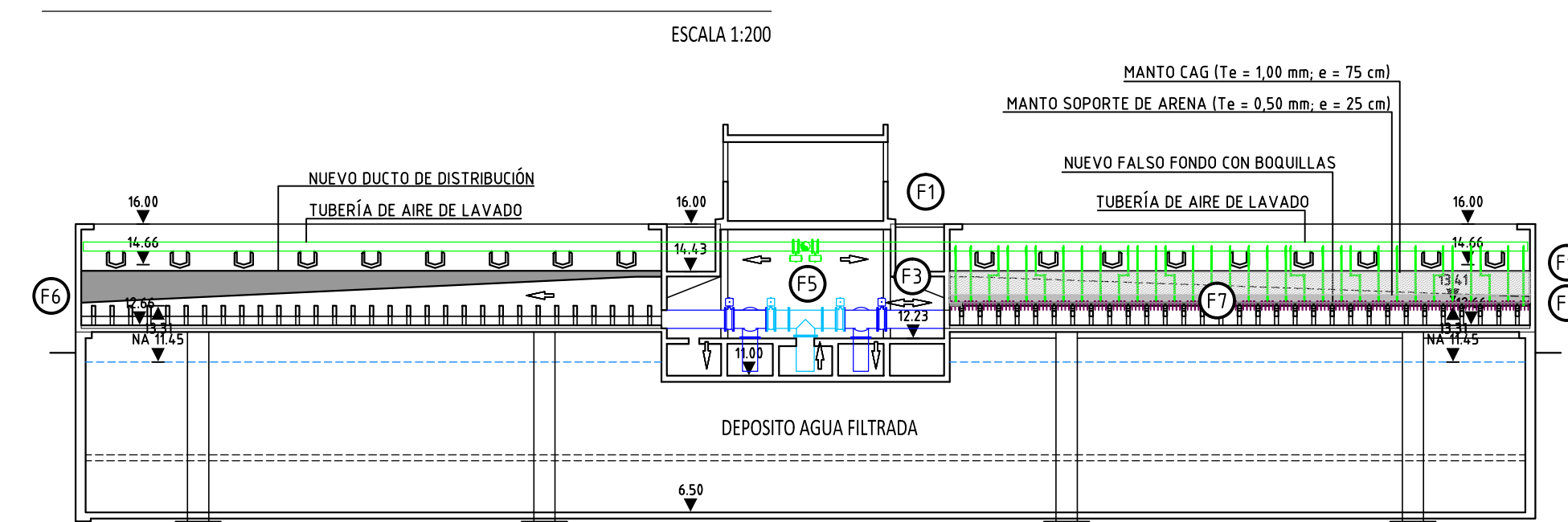
- G. BATERÍA DE FILTROS DE ARENA Y ANTRACITA TRANSFORMADOS A BIOFILTROS DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (CAPACIDAD MÁXIMA = 8.000 m³/h)

1. CANAL DE ENTRADA DE AGUA SEDIMENTADA
2. TUBERÍA EXISTENTE DE SALIDA DE AGUA SEDIMENTADA/OXIDADA (FUNCIÓN Ø 700 mm)
3. TUBERÍA EXISTENTE DE SALIDA DE AGUA FILTRADA (FUNCIÓN Ø 600 mm)
4. TUBERÍA EXISTENTE DE ENTRA DE AGUA DE LAVADO DE FILTROS (FUNCIÓN Ø 1200 mm)
5. TUBERÍA DE FILTRADO A DESAGUE (FUNCIÓN Ø 350 mm)
6. TUBERÍA EXISTENTE DE AIRE PARA LAVADO DE FILTROS (ACERO INOXIDABLE Ø 350 mm)
7. DUCTO DE SECCIÓN VARIABLE EN HORMIGÓN PARA DISTRIBUCIÓN EFICIENTE DE AGUA DE LAVADO DE FILTRO
8. FALSO FONDO TIPO LEOPOLD APTOS PARA LAVADO CON AGUA Y AIRE
9. MANTO SOPORTE DE ARENA (e= 25 cm, Te= 0,50mm)
10. MANTO FILTRANTE DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (e= 75 cm, Te=1,00 mm)
11. CANAL PRINCIPAL DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO
12. TUBERÍA DE SALIDA DE AGUA DE LAVADO DE FILTROS (FUNCIÓN Ø 1000 mm)
13. SUPLANTES EXISTENTES DE AIRE DE LAVADO DE FILTROS

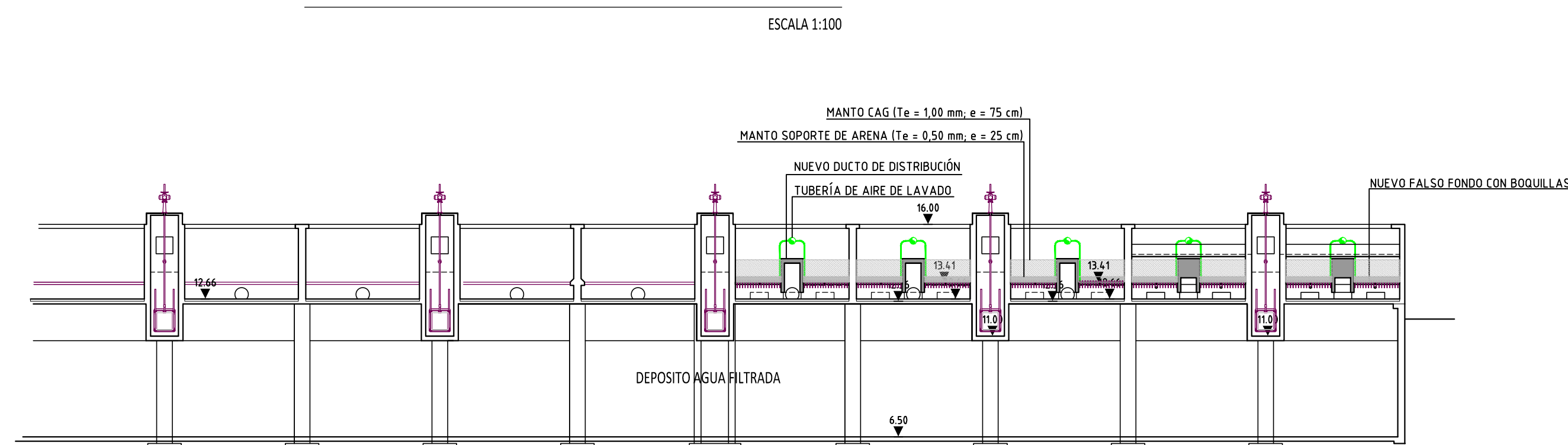
PLANTA BATERÍA DE FILTROS NORTES



CORTE C-C



CORTE D-D



NOTAS

- 1) NIVELES SEGÚN CERO AGUAS CORRIENTES (-1.36 CERO OFICIAL)

Estudio y Recomendación de la Alternativa más conveniente para asegurar el Abastecimiento de Agua Potable para el Sistema Metropolitano			
PROYECTO: 	COORDINADOR: ING. F. GROSS PROYECTO: ING. J. DEWOLFE	PROYECTO: ING. N. CUNHA PROYECTO: ING. W. BECKER	PROYECTO: ING. J. O. BELLAGUAMA DIBUJANTE: D. IBARGUEN
N° REVISION:		FECHA REVISION:	