

REMODELACIÓN DE LA PLANTA POTABILIZADORA DE TACUAREMBÓ

PROYECTO DE GRADO H/A

Informe final



Tutores:

Msc. Ing. Danilo Ríos

Dr. Ing. Christian Chreties

Autores:

Pablo Gianoli

Manuel Teixeira

Diciembre 2015

**PROYECTO DE GRADO CARRERA INGENIERÍA CIVIL, PERFIL HIDRÁULICO AMBIENTAL,
AÑO 2015**

- **TÍTULO:** “Remodelación de la Planta Potabilizadora de Tacuarembó”.
- **INTEGRANTES:** Pablo Gianoli, Manuel Teixeira.
- **TUTORES:** Msc. Ing. Danilo Ríos, Dr. Ing. Christian Chreties.

CONTENIDO

1	Introducción	5
2	Planta potabilizadora de Tacuarembó	6
2.1	Descripción General del Sistema.....	6
2.2	Toma de agua bruta	7
2.3	Planta Convencional.....	9
2.4	UPA.....	19
2.5	Elevación de agua tratada	20
2.6	Productos químicos empleados	20
2.7	Laboratorio.....	22
3	Proyección de la población	24
3.1	Comparación de los resultados con la proyección de INE	26
4	Cálculo de la demanda actual	27
5	Cálculo del coeficiente de pico diario K1	29
6	Proyección de la demanda	31
7	Calidad del agua bruta y tratada	33
7.1	Introducción	33
7.2	Parámetros fisicoquímicos del Agua Bruta	34
7.3	Parámetros fisicoquímicos del Agua Tratada.....	40
7.4	Parámetros brindados por el Laboratorio Central de OSE. Agua Bruta	43
7.5	Parámetros brindados por el Laboratorio Central de OSE. Agua Tratada.	55
7.6	Conclusiones acerca de la calidad del agua.	57
7.7	Evaluación de los efectos de la actividad forestal en la calidad de la fuente de agua 60	
8	Funcionamiento en condiciones actuales.....	63
8.1	Cantidad de agua.....	63
8.2	Productos Químicos	66
8.3	Coagulación	66
8.4	Floculación	69
8.5	Sedimentación.....	75
8.6	Filtración.....	97
8.7	Desinfección	105
9	Funcionamiento en condiciones proyectadas.....	109
9.1	Introducción	109
9.2	Evaluación del Floculador.....	109
9.3	Evaluación del Sedimentador horizontal	110
9.4	Evaluación del Sedimentador de flujo laminar	113
9.5	Evaluación de la etapa de Filtración.....	116

10	Niveles y caudales mínimos en el río Tacuarembó Chico	119
10.1	Introducción	119
10.2	Niveles mínimos	119
10.3	Caudales mínimos	121
11	Modelación hidrodinámica del río Tacuarembó Chico	123
11.1	Introducción	123
11.2	Información disponible	123
11.3	Modelación hidrodinámica	124
11.4	Modelación hidrológica.....	127
11.5	Condiciones de borde.....	129
11.6	Condiciones iniciales	130
11.7	Calibración del modelo.....	130
11.8	Verificación del modelo	131
11.9	Resultados	133
12	Ampliación y mejoras a la planta potabilizadora	138
12.1	Introducción	138
12.2	Primera etapa. Nueva línea de tratamiento	142
12.3	Segunda Etapa. Modificaciones en la planta actual.....	201
12.4	Tratamiento adicional	209
13	Casa química.....	220
13.1	Almacenamiento de productos químicos	220
13.2	Dosificación	222
13.3	Recomendaciones para el proyecto.....	226
13.4	Determinación de la dosis óptima de coagulante mediante el ensayo de Jar Test ..	228
13.5	Cloración.....	240
13.6	Consideraciones generales del sistema de cloración.....	247
14	Desagües	259
14.1	Descripción general.....	259
14.2	Sistema de vaciamiento en la Floculación	259
14.3	Sedimentadores, sistema de vaciamiento	260
14.4	Sedimentadores, extracción de lodos.....	260
14.5	Filtros, desagüe del agua de lavado y del agua filtrada al desagüe	261
15	Tratamiento de lodos	262
15.1	Introducción	262
15.2	Cantidad y características de los residuos	262
15.3	Sistema de tratamiento.....	264
15.4	Diseño de las unidades.....	264
15.5	Espesador	265

15.6	Unidad de Deshidratación.....	265
15.7	Disposición final de lodo seco	266
15.8	Clarificación de lodos de baja concentración.....	266
16	Defensa ante inundaciones.....	268
17	Volumen de agua interior retenida por el terraplén.....	271
17.1	Introducción	271
17.2	Cuenca de aporte	271
17.3	Método Racional	271
17.4	Volumen de escorrentía.....	272
17.5	Bomba seleccionada.....	273
18	Bibliografía	275
19	Anexos.....	276
19.1	Bombas elevadoras de agua bruta.....	276
19.2	Macromedidor OPTIFLUX2070, Manual técnico.....	278
19.3	Agitadores mecánicos para la etapa de floculación.....	280
19.4	Módulos Brentwood para sedimentadores	281
19.5	Filtros.....	282
19.6	Casa química.....	285
19.7	Sistema de Cloración.....	292
19.8	Desagües	296
19.9	Sistema SCADA propuesto para la planta potabilizadora de Tacuarembó	297

1 INTRODUCCIÓN

En el marco de Proyecto de grado de la carrera Ingeniería Civil opción Hidráulica-Ambiental el presente informe expone un estudio de evaluación de funcionamiento de la planta potabilizadora actual de la ciudad de Tacuarembó. Una vez evaluada se estudiarán alternativas para la ampliación de la misma y satisfacer el caudal al final del periodo de previsión, siendo este el año 2045. Además, se realizará un modelo hidrodinámico del río Tacuarembó Chico que permitirá predecir posibles inundaciones que afecten el funcionamiento de la planta potabilizadora y su entorno.

El departamento de Tacuarembó está ubicado en la región norte del país. La capital departamental lleva el mismo nombre del departamento y está ubicada en la intersección de las rutas nacionales 5, 26 y 31, a orillas del río Tacuarembó Chico.

La ciudad de Tacuarembó está ubicada en la latitud $31^{\circ}44'S$ y longitud $55^{\circ}59'W$ y es centro de una zona ganadera. Su crecimiento en las últimas décadas se debe principalmente al éxodo rural hacia la zona urbana.

OSE presta los servicios de agua potable y alcantarillado sanitario a la población. El sistema de agua potable presenta una gran cobertura, cercana al 100% del área urbana de la ciudad y zonas circundantes. Dicho sistema es abastecido por una Planta Potabilizadora convencional, la cual fue construida en el año 1929, operando en paralelo con una Unidad Potabilizadora Autónoma UPA – 2000. La obra de toma está ubicada sobre el río Tacuarembó Chico.

En la actualidad la planta potabilizadora convencional produce un caudal medio de $545 \text{ m}^3/\text{h}$, mientras que la UPA produce aproximadamente $100 \text{ m}^3/\text{h}$. Ambas trabajan las 24 horas del día, por lo que se está elevando diariamente, a la población abastecida, $660 \text{ m}^3/\text{h}$ aproximadamente. La planta potabilizadora convencional fue diseñada para producir $400 \text{ m}^3/\text{h}$, siendo su caudal medio actual mayor al caudal de diseño, por lo que la planta acusa problemas en el funcionamiento de sus unidades, debido a las sobrecargas de caudales demandados por la población en crecimiento, y un potencial riesgo por cortes de suministro debido a inundaciones (a comprobar).

2 PLANTA POTABILIZADORA DE TACUAREMBÓ

La Planta Potabilizadora de la ciudad de Tacuarembó fue inaugurada en el año 1929, es del tipo convencional, con instalaciones que permiten las siguientes etapas de tratamiento: mezcla rápida -coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

Sus coordenadas geográficas son Latitud: 31°41'29.00"S, Longitud: 56°01'23.96"O, ubicada a 6 Km aproximadamente del centro de la ciudad de Tacuarembó.

En el presente capítulo se presentara una descripción general del sistema de potabilización, mencionando comentarios adicionales realizados por los técnicos responsables de la planta durante las dos visitas realizadas el 25 de marzo y 16 de mayo del 2015.



Figura 2.1 Planta Potabilizadora de Tacuarembó (imagen: Google Earth)

2.1 Descripción General del Sistema

La Planta Potabilizadora de la ciudad de Tacuarembó consta de una Planta Convencional de Potabilización y una Unidad Potabilizadora Autónoma modelo UPA 2000.

La planta convencional de tratamiento de agua potable, como ya fue mencionado, consiste en una planta con las etapas tradicionales de potabilización: coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección. El sistema de sedimentación tiene dos variantes en la misma planta, funcionando ambas líneas de tratamiento, en paralelo, previa elevación al sistema de distribución. En el momento de la primera visita, realizada el 25 de marzo del año 2015, la planta convencional estaba produciendo 540 m³/h.

Por otro lado, la unidad potabilizadora autónoma (UPA) corresponde al modelo UPA 2000, la cual consta de las etapas convencionales de potabilización de agua: coagulación, floculación, sedimentación, filtración, realizándose la desinfección en conjunto con el agua de la planta convencional. Esta unidad de potabilización autónoma tiene una capacidad de producción de hasta 150m³/h. En el momento de la visita la UPA estaba produciendo 113m³/h. Por lo que el día de la visita la planta estaba elevando aprox. 650 m³/h.

Los técnicos responsables comentaron que se llegaron a producir picos de 800m³/h, sumando los caudales producidos por la planta convencional y la UPA, a principios del año 2014. En ese

momento estaban funcionando las dos bombas de baja y las dos bombas de alta, según se comentó, este episodio sucedió por un periodo muy corto de tiempo en un día de producción.

En cuanto a la elevación del agua clara, la misma se realiza con una bomba la cual succiona del pozo de agua clara, teniendo una capacidad de 650 m³/h. La planta cuenta con dos bombas de elevación, de las cuales funciona una, teniendo la otra de repuesto en el caso de fallar la que se encuentra operando.

La energía eléctrica de toda la planta se recibe de UTE en 6kV, y mediante una estación transformadora se reduce a 380 V. El tablero general de 380V se encuentra en la sala de bombas elevadoras nuevas. Desde este tablero se alimentan los tableros de bombas proveedoras, la planta compacta, iluminación, etc.

2.2 Toma de agua bruta

La toma de agua bruta se ubica sobre el río Tacuarembó Chico, contando con dos tomas independientes: una para la planta convencional y otra para la UPA. La toma para la planta convencional consta de un pozo húmedo de 6 m de profundidad (Figura 2.2) en el cual se ubican dos bombas sumergibles. La toma para la UPA es directamente sobre el río Tacuarembó Chico, la cual consta también de dos bombas sumergibles (Figura 2.3).

Para la planta convencional se cuenta con dos equipos de bombas sumergibles marca Flygt con las siguientes características:

- Modelo: **BS 2250MT**
- Diámetro de rotor: **345 mm**
- Rotaciones: **1475 RPM**
- Potencia motor eléctrico: **54 KWatt**

Las mismas se encuentran ubicadas en un pozo húmedo el cual esta comunicado mediante una tubería con el río (de 500 mm de diámetro). La modalidad de bombeo es 1+1. Se cuenta además con un tercer equipo de bombeo similar a los anteriores el cual no se encuentra instalado, pero se tiene de respaldo por cualquier inconveniente que le ocurra a los anteriores. Según lo explicado por los operarios, el pozo fue limpiado a principios del año 2014. Según lo expresado, la suciedad encontrada hace suponer que la criba de la toma no esté funcionando correctamente. Este es un aspecto a solucionar ya que esta suciedad compromete el correcto funcionamiento de las bombas.

Los elementos de alimentación eléctrica de estos equipos, se encuentran en la caseta de la toma junto a los elementos de las bombas proveedoras de la planta compacta (UPA) (Figura 2.4). Por lo que se pudo observar, los mismos se encuentran en óptimas condiciones. Estos equipos cuentan con arranques por variador de velocidad marca ABB modelo ACS 600. Estos variadores de velocidad se encuentran en la caseta elevada, junto a la toma, de manera de protección contra crecientes.

La impulsión hacia la Planta convencional se realiza mediante tres tuberías, dos de PVC de 315mm de diámetro y una de hierro fundido de 325mm de diámetro. La longitud de la línea de impulsión es de 300m aproximadamente y la diferencia geométrica entre la cámara de llegada y el nivel de estiaje del curso de agua es de 13,5 metros aproximadamente.

En cuanto a la toma de agua bruta de la UPA, la misma cuenta con dos bombas sumergibles las cuales están ubicadas directamente en el río. La impulsión hacia la UPA se realiza mediante una tubería de PVC de 200 mm de diámetro.

Las características de estos equipos de bombeo se detallan a continuación:

- Marca: **Flygt**
- Modelo: **BS 2151HT**
- Diámetro de rotor: **201 mm**
- Rotaciones: **2935 RPM**
- Potencia motor eléctrico: **20 KWatt**



Figura 2.2. Pozo Húmedo, succión de agua bruta hacia la planta convencional.



Figura 2.3. Succión de agua bruta hacia la UPA 2000.



Figura 2.4. Caseta en la cual se ubican los tableros eléctricos.

2.3 Planta Convencional

2.3.1 Zona de mezcla del coagulante

Se debe mencionar que a la planta convencional se aplicaron diferentes modificaciones en el periodo de 10 años, buscando mejorar su volumen de producción. Antes del año 2009 el agua bruta ingresaba a los sistemas de tratamiento por intermedio de una tubería de hierro fundido de 325mm; en el año 2009 se agregaron dos tuberías de PVC de 315mm, las cuales parten del pozo húmedo de succión en paralelo con la tubería de hierro fundido hasta el ingreso en las unidades de tratamiento. La tubería de hierro fundido ingresa por la parte inferior de una cámara, creando así el denominado “hongo”, o descarga en “flor”, lugar donde se producen altos gradientes hidráulicos, aprovechando esa energía disipada para la dosificación del coagulante (sulfato de aluminio) por intermedio de un vertedero triangular. En cuanto a las tuberías de PVC, estas se unen por intermedio de un múltiple descargando por una tubería de diámetro 400 mm sobre la parte superior de la cámara mencionada anteriormente, sobre el “hongo” formado por la descarga de la tubería de hierro (Figura 2.5).

La cámara de mezcla tiene un largo total de 1,70 metros y un ancho de 80 centímetros, al final de esta es donde se produce dicha dosificación del coagulante. Luego, esta se conecta con un canal de unos 3 metros de longitud y 80 centímetros de ancho el cual conecta la cámara de mezcla con la unidad de floculación.



Figura 2.5. Zona de Mezcla del coagulante.

Un canal transporta el agua bruta con el coagulante ya dosificado y unos metros más adelante sobre este canal, se dosifica carbón activado para eliminar olor y sabor presentes en el agua bruta, debido a la presencia de algas sobre el cuerpo de agua. (Figura 2.6 y Figura 2.7)

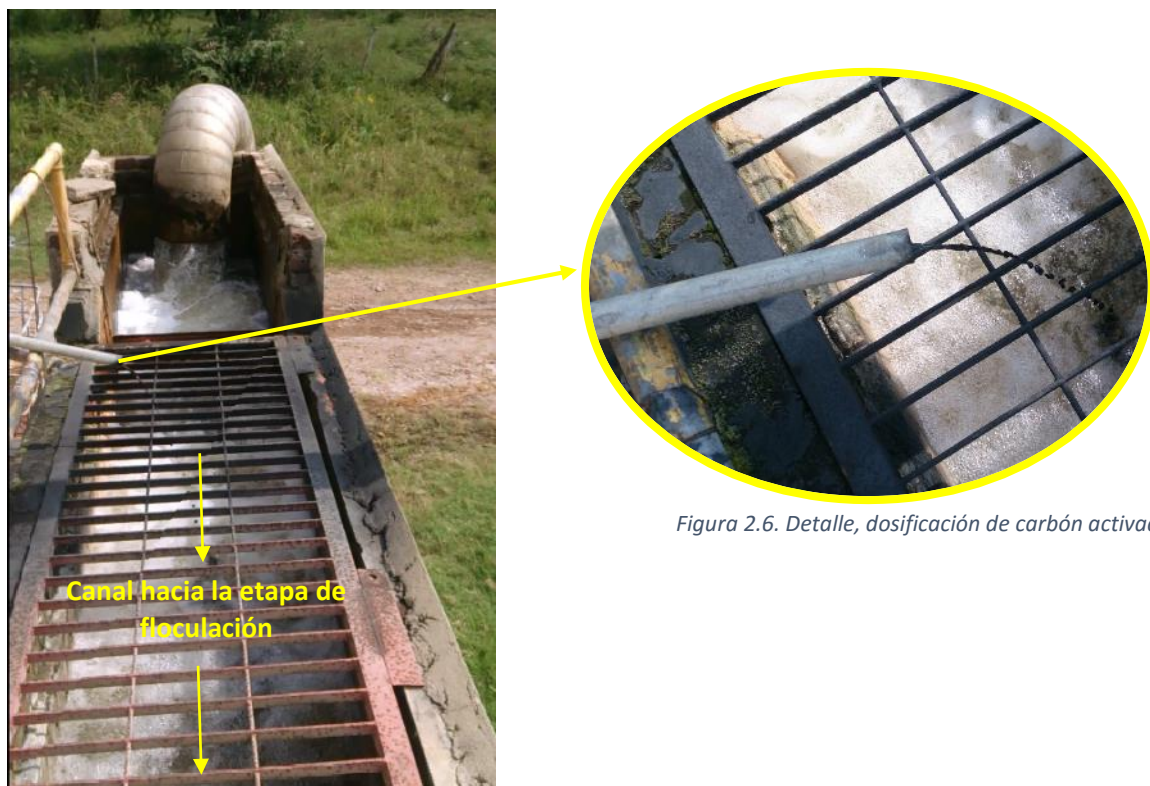


Figura 2.6. Detalle, dosificación de carbón activado.

Figura 2.7. Canal en el cual se dosifica el carbón activado.

En caso de ser necesario se dosifica carbonato de sodio (comúnmente conocido como ceniza de soda) a los efectos de pre-alcalinizar. En los casos en que se dosifica carbonato de sodio, se realiza en la propia tubería de aducción de agua bruta, antes de dosificar sulfato.

En cuanto al sulfato de aluminio, se recibe líquido, siendo almacenado en dos tanques exteriores (Figura 2.8) y luego es conducido a tanques interiores en los cuales se realiza dilución, previa a la dosificación en el agua bruta. La dosificación se realiza por gravedad hacia la cámara de llegada de agua bruta, disponiendo de un caudalímetro para regular la dosificación del coagulante.

Observaciones: según los operarios, esta unidad no tiene problemas. Por lo que se pudo observar en la visita en cuanto a la dosificación del coagulante, la misma no se realiza en forma uniforme sobre la cámara de mezcla ni sobre el “hongo” formado por el ingreso de agua bruta. A pesar de que se cuenta con una canaleta de vertederos triangulares, esta no cumple efectivamente su función.

En cuanto a la dosificación con carbón activado, según operarios de planta, se realiza esta dosificación de manera preventiva, ya que el agua bruta contiene (no en gran cantidad) algas que podrían llegar a provocar episodios de olor y sabor al agua tratada. Igualmente los operarios afirman que no se han producido episodios masivos de algas, ya que el río Tacuarembó Chico posee buena capacidad de recambio de agua, es decir, no se forman zonas de agua muerta en las que se podrían acumular algas, las cuales puedan ser captadas por la obra de toma.



Figura 2.8. Tanques de almacenamiento del Sulfato de Aluminio.

2.3.2 Floculación

Luego de la mezcla rápida, el agua coagulada pasa a la etapa de floculación. La planta convencional cuenta con unidades de chicanas de flujo vertical, las cuales fueron modificadas en el año 2004, la modificación sobre estas unidades fue aumentar su altura, aumentando así su capacidad de producción.

La floculación hidráulica se realiza en 10 canales de 1,0 m de ancho, en los que el flujo va alternando de sentido entre canales consecutivos. Se tienen 4 de los 10 canales con una longitud total de 4,40 metros, 5 de 3,3 metros de longitud y el último de 4 metros de longitud, el cual

descarga a una cámara que comunica a un canal de distribución que guía el flujo hacia los dos sedimentadores.

Cada canal está compuesto por chicanas guiando al agua coagulada para efectuar un recorrido vertical a lo largo del canal.

Estas unidades fueron construidas ocupando todo el ancho de las dos unidades de sedimentación de flujo horizontal originalmente construidas.

Sobre una de las primeras cámaras de esta etapa se dosifica poli-electrolito a los efectos de mejorar las condiciones de sedimentación de partículas floculantes, tal dosificación se realiza por intermedio de una tubería de polipropileno perforada (Figura 2.9).

El poli-electrolito utilizado es catiónico (Praestol 611TR), y se prepara en un tanque con agitación, para luego aplicarlo en el punto anteriormente descrito, por gravedad.



Figura 2.9. Dosificación del polielectrolito

La Figura 2.10 muestra el floculador hidráulico de flujo vertical. En la imagen se puede observar la espuma formada debido al contenido de materia orgánica del agua bruta, esta espuma es retirada diariamente por los operarios.



Figura 2.10. Floculador hidráulico de flujo vertical

El pasaje del agua de estas unidades a las unidades de sedimentación se realiza por compuertas hacia las dos líneas de tratamiento independientes (dos modalidades de sedimentación).

Observaciones: sobre estas unidades los operarios no realizaron comentarios, solo que su funcionamiento es correcto. Se pudo observar que la dosificación de polielectrolito se realiza de manera correcta en el comienzo de esta etapa.

2.3.3 Sedimentación

El agua floculada ingresa a las unidades de sedimentación a través de compuertas. Originalmente la planta contaba con dos unidades convencionales de flujo horizontal en forma de “U”.

Unas de las unidades fue transformada en un sedimentador convencional de flujo horizontal (Figura 2.12), pero en un solo sentido, colocando las canaletas de recolección de agua en uno de los extremos (Figura 2.11). Esta unidad tiene dimensiones aproximadas de 24m x 5,10 m. Entre las cámaras de floculación y esta unidad se pudo observar que se cuenta con una cámara de aquietamiento de flujo, ingresando al sedimentador por una pantalla difusora con orificios cuadrados de 20x20. Como se mencionó anteriormente, esta nueva unidad cuenta con cuatro canaletas de recolección transversales de vertederos triangulares en el cuarto final de la unidad. De esta unidad el agua recolectada se dirige por canales hacia cuatro filtros con manto de arena, estando tres ubicados en el interior de la Planta y uno en el exterior de la misma.



Figura 2.12. Sedimentador convencional de flujo horizontal



Figura 2.11. Detalle canaleta de recolección de agua con vertederos triangulares

En cuanto a la otra unidad construida en base a la unidad original de sedimentación convencional, se construyó un sedimentador de alta tasa de flujo vertical (de placas planas paralelas) dividido en dos bloques (Figura 2.13). Esta unidad de sedimentación está dividida por un canal central el cual recoge el agua recolectada por las seis canaletas con vertederos triangulares que posee cada bloque de esta unidad. El agua que sale de este sedimentador se dirige hacia cuatro filtros los cuales se encuentran en el exterior de la Planta, al lado de esta unidad.



Figura 2.13. Sedimentador de Placas Planas Paralelas.

El sedimentador de alta tasa tiene pendiente de fondo hacia el centro, en el sentido transversal, de manera de juntar los lodos generados y facilitar su evacuación mediante la apertura de las válvulas correspondientes. La descarga de lodos se realiza mediante accionamiento de válvulas manuales. Estas descargas de lodos son enviadas al río Tacuarembó Chico, alrededor de dos kilómetros aguas abajo desde la obra de toma.

Observaciones: sobre estas unidades de sedimentación, según lo comentado por los operarios, se esperaba un mejor rendimiento del sistema, en comparación con el obtenido, luego de haber realizado el sedimentador de placas planas paralelas. Según lo expresado, este hecho desalentó a que se acondicionara la otra unidad (sedimentador convencional de flujo horizontal) y se transformara también en un sedimentador de placas, para que la planta funcione con dos unidades de sedimentación de flujo vertical de alta tasa.

Sin embargo, a pesar de que el rendimiento no fue el esperado, los operarios afirman que el funcionamiento de ambos sedimentadores es correcto. Mencionaron como pequeña desventaja que al momento de realizar la limpieza del sedimentador convencional hay que parar esta unidad por completo, por lo que la planta funciona por unas horas con un sedimentador. En cambio en la otra unidad de sedimentación, en cuanto se comienza a ver una “nube” de flóculos sobre las placas planas paralelas, los operarios proceden a abrir las válvulas de desagüe para eliminar el lodo acumulado en el fondo, sin necesidad de parar la unidad. Esta operación se realiza cada dos horas y se dejan las válvulas abiertas para la descarga de lodos durante unos dos minutos aproximadamente.

La limpieza del sedimentador convencional se realiza cada 15 días aproximadamente, en casos de estar tratando un agua bruta con mucha turbiedad la limpieza se realiza en periodos de tiempos menores.

Se observó el mal estado de las canaletas de recolección de agua, en ambos sedimentadores. Una de las canaletas había sido retirada por que estaba en muy mal estado y la misma se encontraba en reparación.

En cuanto a los lodos retirados de ambas unidades y el agua con la cual se realiza la limpieza de filtros, son enviados directamente al río Tacuarembó Chico, aguas abajo de la toma, sin tratamiento previo. Por lo que no existe en la planta cuantificación de los volúmenes vertidos al río, pero se realizará una estimación de estos más adelante en este trabajo.

2.3.4 Filtración

El agua recolectada en el sedimentador convencional por intermedio de las cuatro canaletas de recolección de agua clarificada es dirigida hacia un canal, con dimensiones de 6 metros de longitud y 35 centímetros de ancho. Este canal conduce el agua hacia una cámara a la cual también llega el agua recolectada por el sedimentador de placas planas. Desde esta cámara se conduce el agua a los 8 filtros. En cuanto al agua recolectada del sedimentador de alta tasa, esta es dirigida por intermedio de un canal central de 60 centímetros hasta la cámara antes mencionada, para dirigirse luego junto con el agua del otro sedimentador hacia los filtros.

La planta cuenta con un total de ocho filtros, todos operados manualmente. Cuatro filtros de arena los cuales se encuentran en funcionamiento desde el origen de la planta y otros cuatro contruidos en modificaciones posteriores. De los cuatro originales, tres están ubicados en el interior de la Planta (Figura 2.14 y Figura 2.15) y uno en el exterior. El falso fondo de estas unidades es mediante múltiples con laterales perforado (o espina de pescado, tubería central de donde parten tuberías secundarias con orificios), canto rodado y arena de aproximadamente 80 centímetros de espesor.

Los otros cuatro filtros que se encuentran al lado de la unidad de sedimentación de alta tasa, son de mayores dimensiones que los filtros anteriormente descritos, y al igual que ellos, estos presentan un falso fondo con múltiples con laterales perforados, canto rodado y un manto de arena de aproximadamente 80 centímetros de espesor.

Se debe mencionar que al momento de la visita dos de estos filtros se encontraban fuera de servicio debido a un problema ocasionado en sus respectivos falsos fondos (Figura 2.16). Para estos dos filtros ya se tiene construido un falso fondo con boquillas los cuales hasta el momento no fueron colocados (Figura 2.18). A pesar de ello, como se planteará más adelante, para la ampliación de dicha planta se propuso un falso fondo Leopold para las baterías de filtros a construir y a mejorar.

Cualquiera de los ocho filtros tiene carreras de filtración de 24 horas cada uno. La operación de lavado de los filtros se realiza mediante un tanque elevado (capacidad: 140 m³) que se alimenta de la línea de impulsión, disponiendo además, de ser necesario, la utilización de la presión de la línea de impulsión.



Figura 2.15. Unidades de filtros interiores, con sus respectivos volantes de operación.



Figura 2.14. Filtro interior



Figura 2.17. Unidad de filtración exterior



Figura 2.16. Filtro exterior fuera de Servicio.



Figura 2.18. Nuevo falso fondo diseñado, pronto para su colocación.

Observaciones: en cuanto a esta etapa, los operarios mencionaron que tiene un buen funcionamiento. Se espera a la brevedad contar con los dos filtros que se encuentran fuera de servicio para poder evaluar su funcionamiento con el nuevo falso fondo diseñado. No se cuenta con información acerca del tiempo desde que no se realiza un cambio del manto filtrante de cada filtro, lo único que se pudo saber es que cada un periodo de tiempo (el cual no se tiene definido) se realiza un rastrillado y lavado de la superficie de cada manto filtrante.

Según lo comentado por operarios, por lo general los 140 m³ del tanque elevado disponibles para el lavado de filtros es suficiente para lavar cada unidad, sin embargo, por lo general deben utilizar la presión que posee la línea de impulsión de agua elevada para poder realizar dicho lavado, ya que al parecer la carga del tanque elevado no es suficiente para expandir el manto filtrante para su correcto lavado.

2.3.5 Desinfección

La desinfección es común para ambas plantas (convencional y UPA). Se realiza aplicando una solución superclorada al agua tratada. Esta solución superclorada se obtiene a partir de cloro gas.

El cloro gas se encuentra en cilindros de 68 kg (Figura 2.19). Como se observa en la figura se tiene dos cilindros de los cuales uno está destinado exclusivamente a la desinfección del agua tratada y el otro para la preparación de agua superclorada la cual es utilizada en las unidades de sedimentación (intercloración), para lograr oxidar minerales como el hierro y el manganeso presentes en el agua bruta.

Cada cilindro cuenta con su regulador de vacío, un rotámetro con regulador de caudal y un inyector en la línea de agua.

Cabe destacar que la planta cuenta con equipos autónomos y elementos de primeros auxilios en caso de emergencia por escape de cloro gas.



Figura 2.19. Tanques de 68kg de suministro de cloro gas.

Cada tanque se encuentra sobre balanza para controlar el peso y así prever el tiempo de recambio. Cada par de tanques tiene una duración de un día, dependiendo del volumen de agua tratada.

2.3.6 Depósito de agua clara

La planta cuenta con una capacidad de almacenamiento de agua clara de 940 m³ aproximadamente. Se cuentan con dos tanques enterrados los cuales tienen comunicación entre si y tienen la capacidad de aislarse uno del otro para vaciarse y realizar su respectiva limpieza. Cada uno tiene una capacidad de 470 m³, cuyas mediciones son de 10,7m x 8,80m por 5 metros de profundidad. Se debe mencionar además que, no cuentan con tabiques intermedios que alarguen el tiempo de permanencia del agua dentro del recinto para lograr una mejor desinfección. Por otro lado se cuenta con un tanque elevado el cual también podría ser utilizado para almacenamiento de agua clara, pero el mismo se utiliza para realizar (junto con el agua de la línea de elevación) la limpieza de filtros, el mismo cuenta con una capacidad de 140 m³, cuyas dimensiones son de 10 metros de largo, 8,80 metros de ancho y más de 2 metros de profundidad, pero son capaces (por un tema estructural) de soportar un tirante de agua igual a 1,60 metros aproximadamente.

En los tanques inferiores se realizan directamente pruebas y corrección de pH.

2.4 UPA

La UPA instalada es modelo UPA 2000, con las etapas convencionales de estas plantas. La capacidad de producción promedio de este tipo de plantas ronda en los 140 m³/h. La UPA tiene dimensiones estandarizadas, con un ancho de 3,90 m, largo de 18,4m y altura de 3,26m. Ver Figura 2.20

La descarga del agua bruta se realiza de manera muy similar a la de la planta convencional, descarga directamente sobre una cámara en la cual se produce un aquietamiento del agua. En este caso la dosificación del coagulante (sulfato de aluminio) se realiza en la tubería aductora, mientras que la dosificación de polielectrolito se realiza en la cámara mencionada anteriormente.

La dosificación de los productos químicos utilizados proviene de los mismos recipientes de preparación que se utilizan para dosificar en la planta convencional. Para la dosificación de sulfato de aluminio se dispone de dos bombas de diafragma (modalidad 1+1). Además se cuenta con una bomba diafragma para la dosificación de carbonato de sodio, y otra unidad de diafragma para la dosificación de polielectrolito.

Una vez que el agua se encuentra en la cámara de aquietamiento esta se dirige hacia la etapa de floculación. La UPA cuenta con seis floculadores mecánicos, los cuales son controlados por medio de una computadora, por lo que su gradiente puede ser modificado según las necesidades de esta etapa. Inmediatamente después de los floculadores mecánicos se tiene una etapa de floculación hidráulica, la cual tiene como finalidad disminuir el gradiente hidráulico para luego ingresar a la etapa de sedimentación. La etapa de sedimentación consta de sedimentadores de placas, en esta etapa se realiza (por lo general) la dosificación de cloro para oxidar hierro y manganeso. El agua decantada pasa hacia la etapa de filtración por intermedio de canales de distribución, los cuales se dirigen hacia cuatro filtros. Cada filtro es habilitado por una válvula de manera de funcionar a nivel constante, siendo el comando de las mismas neumático.

El lavado de estos filtros se realiza mediante la presión de la línea de impulsión con una válvula reductora de presión. Se cuenta con un tablero de alimentación eléctrica y control para la UPA.



Figura 2.20. UPA 2000.

2.5 Elevación de agua tratada

El agua producida en las plantas convencional y UPA es almacenada en los depósitos de agua clarificada mencionados anteriormente, de estos toman los equipos elevadores. Se tienen instalados dos equipos de bombeo idénticos, uno de reserva; las características de los mismos se describen a continuación:

- Marca: **Mark Peerless**
- Modelo: **8AE20G**
- Diámetro de rotor: **508mm**
- Rotaciones: **1,770RPM**



Figura 2.21. Equipo elevador de agua clarificada.

El arranque de estos equipos es mediante un variador de velocidad CEGELEC ALSPA GD3000E, y su comando se realiza desde el propio tablero. Además estos sistemas cuentan con dos bombas de vacío marca Sterling Lema para el cebado de elevadoras.

2.6 Productos químicos empleados

2.6.1 Sulfato de aluminio

El sulfato de aluminio se recibe líquido, siendo almacenado en dos tanques, previo a la preparación de la solución (Figura 2.8). Se dispone de dos tanques abiertos con agitación para preparar la solución a dosificar, en los tanques se realiza la re-dilución de sulfato aluminio con una concentración al 5%, sin embargo, según los operarios, se ha trabajado con mayores concentraciones. En el momento de la visita se estaba trabajando al 5%.

La dosificación se realiza por gravedad hacia la cámara de llegada de agua bruta, como se describió al comienzo de este capítulo, disponiendo de un caudalímetro para regular la dosificación del coagulante.



Figura 2.22. Tanque donde se realiza la re-dilución del sulfato de aluminio.

2.6.2 Carbonato de sodio

Hay momentos en los cuales es necesario pre-alcalinizar, con la dosificación de carbonato de sodio. La pre-alcalinización se realiza por gravedad en la propia tubería de aducción de agua bruta, antes de dosificar sulfato, tal como se recomienda. El producto es en polvo y se prepara en una solución

Para la preparación del producto se cuenta con dos agitadores instalados en dos tanques de preparación.

2.6.3 Poli-electrolito

El Poli-electrolito utilizado es catiónico en polvo, y se prepara en un tanque con agitación, para luego aplicarlo en la etapa inicial de floculación. La misma dosificación se realiza por gravedad.

La dosis promedio es 0,3 mg/l.



Figura 2.23. Poli-electrolito.

2.7 Laboratorio

La planta cuenta con un laboratorio, el cual se encuentra dentro del edificio principal, frente a los filtros interiores. El mismo cuenta con instrumentos de medición de pH, turbiedad, alcalinidad, temperatura, cloro residual, balanza electrónica, densímetros. Además se cuenta con un equipo de Jar-Test para la selección de dosis óptima de coagulante.

Los ensayos de calidad se realizan en forma diaria; se toman muestras de agua bruta y de agua tratada y se analizan cada una hora los parámetros: turbiedad, pH, alcalinidad y cloro residual. Estos análisis se realizan tanto en la planta convencional como en la UPA.

El ensayo de jarras se lleva a cabo cuando se detectan variaciones en los parámetros (pH, turbiedad, alcalinidad), de lo contrario se realizan ensayos de rutina una o dos veces al día.



Figura 2.24. Laboratorio

También se cuenta con registro de las dosis empleadas de sulfato de aluminio, poli-electrolito y carbón activado así como de los caudales de trabajo de las bombas proveedoras como elevadoras.

3 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN

La proyección de la población se basará en los resultados de los censos realizados por el Instituto Nacional de Estadística (INE) para la ciudad de Tacuarembó para los años 1963, 1975, 1985, 1996, 2004 y 2011. A su vez, se tendrá en cuenta la proyección de población realizada por INE para el año 2025. La población se proyectará al año 2045, y se considerarán las zonas de la ciudad de Tacuarembó, Balneario Iporá y La Pedrera.

En la Tabla 3.1 se presentan los datos de población y las tasas de crecimiento aritmético (K_a) y crecimiento geométrico (K_g) para cada período intercensal.

Censos	1963	1975	1985	1996	2004	2011
Población	29009	38300	40853	46091	51590	55295
K_a (hab/año)	-	774	255	476	687	529
K_g (%/año)	-	2.3	0.6	1.1	1.4	1.0

Tabla 3.1 Datos censales para la zona abastecida y tasas de crecimiento

Como se puede observar en la Figura 3.1 la población mantiene un crecimiento lineal a lo largo de los años. Por lo que se estimará que la población seguirá aumentando hasta el año de fin de período de previsión de este proyecto.

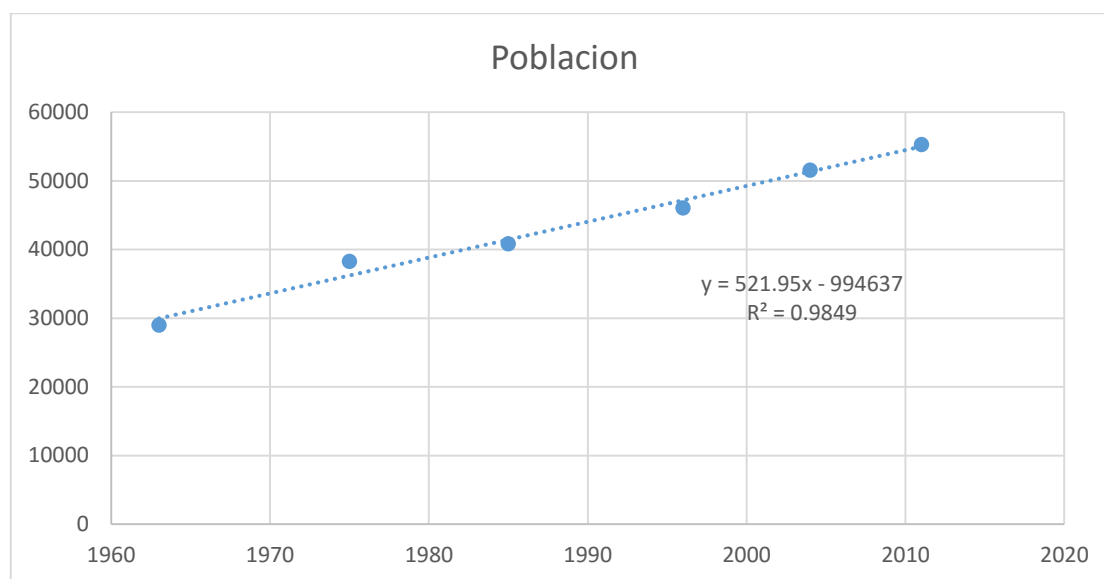


Figura 3.1. Gráfica de crecimiento de población

Se utilizará un enfoque matemático tradicional para realizar la proyección (proyecciones aritmética y geométrica). La proyección aritmética asume que el crecimiento será constante en el tiempo, mientras que la proyección geométrica asume que ante iguales períodos de tiempo el porcentaje de crecimiento poblacional es el mismo.

En las **siguientes ecuaciones** se presentan las ecuaciones de las dos proyecciones. P_1 y P_2 son los valores del penúltimo y último censo respectivamente (**Fuente: TOMOYUKI**).

$$\frac{dP}{dt} = K_a$$

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$$

$$P(t) = K_a(t - t_2) + P_2$$

$$\frac{dP}{dt} = K_g P$$

$$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1}$$

$$P = P_2 e^{k_g(t-t_2)}$$

En la Tabla 3.2 y en la Figura 3.2 se presentan los resultados de las proyecciones.

	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045
Aritmética	57411	60056	62701	65346	67991	70636	73281
Geométrica	57552	60502	63604	66865	70294	73898	77687

Tabla 3.2. Resultados de la proyección geométrica y aritmética

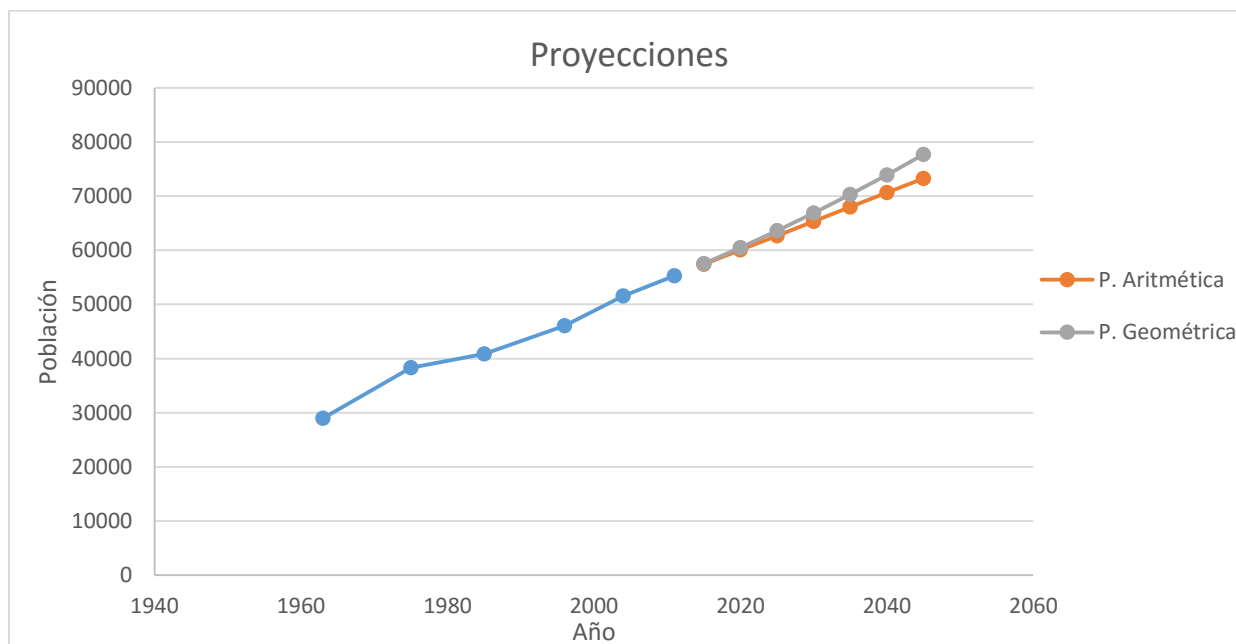


Figura 3.2. Proyección geométrica y aritmética

La diferencia entre la proyección aritmética y la proyección geométrica es del orden del 6%. Para estar del lado de la seguridad se elige el resultado obtenido por la proyección geométrica. Por lo tanto **la población estimada para el año 2045 es 77687 habitantes.**

3.1 Comparación de los resultados con la proyección de INE

El INE presenta una proyección de población para el período 1996-2025 para todo el departamento de Tacuarembó. Para el 2025 se estima una población de 92623 habitantes.

Para poder comparar los datos de la proyección del INE con la proyección realizada en este estudio (la primera es para todo el departamento mientras que la segunda solo para la ciudad y alrededores), se necesita determinar qué porcentaje de la población estimada para todo el departamento corresponde a la zona de estudio.

Como se observa en la Tabla 3.3 para el área de la zona considerada en este estudio, la población ha ido en aumento. De ser un 36.3% del total del departamento, a un 61.4%.

Censos	1963	1975	1985	1996	2004	2011
Población zona de estudio	29009	38300	40853	46091	51590	55295
Pob. Departamento de Tacuarembó	79964	84535	83498	84919	90489	90053
% de Pob. en la zona de estudio	36.3	45.3	48.9	54.3	57.0	61.4

Tabla 3.3. Porcentaje de población en la zona de estudio

Por lo tanto es esperable que el porcentaje siga creciendo. Como el aumento es lineal, se considera que el porcentaje al año 2025 será de 68%. Con esta suposición la población estimada para el **año 2025** para la zona de estudio será de 63261 habitantes. Este dato se encuentra dentro de lo esperable, si se compara con la proyección geométrica adoptada (63604 habitantes).

4 CÁLCULO DE LA DEMANDA ACTUAL

La demanda actual se calculará a partir de datos de la Gerencia RANC (Reducción de Agua No Contabilizada) de OSE, para la ciudad de Tacuarembó. Se poseen datos del año 2014, el último año completo hasta la fecha. Como se puede observar la relación entre pérdidas de agua y el agua elevada es del orden del 50%. Cabe destacar que no se poseen datos para diferenciar entre pérdidas aparentes (consumos no autorizados y pérdidas en micromedidores) y pérdidas reales (pérdidas físicas).

Agua Elevada a la Distribución	4.719,80	Consumos Autorizados	Consumos Autorizados Facturados	Consumos medidos y facturados	Agua Facturada
			2.372,30	2.267,11	2.372,30
			2.380,31	Consumos no medidos y facturados	m 3 /Unid. Hab./ mes
				105,19	
			Consumos Autorizados No Facturados	Consumos medidos y no facturados	Agua NO Facturada
				9,00	
			8,00	Consumos no medidos y no facturados	
				0,00	
		Pérdidas de Agua	Pérdidas Aparentes	Consumos no autorizados (fraudes)	2.346,50
			Dato No Disponible	Dato No Disponible	
			2.339,49	Errores en micromedidores	
				Dato No Disponible	
			Pérdidas Reales	Fugas en redes de transporte y/o distribución	
				Dato No Disponible	
				Fugas y/o rebalses en tanques de distribución reserva	
				Dato No Disponible	
			1 / conex / día	Fugas en conexiones hasta el punto de medición	
				Dato No Disponible	
			319,05		

Importada:	0,00	Exportada:	3,60	Disponible:	4.715,20 (miles de m3)
------------	------	------------	------	-------------	------------------------

Agua Elevada a la Distribución: Agua Producida + Agua Importada
 Agua Disponible: Agua Elevada a la Distribución - Agua Exportada
 Consumos Autorizados en el Sector: Consumos Autorizados - Agua Exportada
 m 3 /Unid. Hab./ mes: M3 / Unidades Habitacionales / Meses
 l / conex / día: Litros / Conexiones Agua / Días

Cantidad Conexiones	
Conexiones	20081
Unid. Hab.	21911

Indicadores de Agua No Contabilizada	
(I1) = (Agua Facturada / Agua Disponible) * 100	50,31
(I2) = (Pérdidas de Agua / Agua Disponible) * 100	49,59
(I3) = (Agua Facturada / Consumos Autorizados en el Sector) * 100	99,81

Generado por Sistema Autom. Impreso el 20/03/2015 11:49 por : GCRUZ

Figura 4.1. Datos del RANC para la ciudad de Tacuarembó al 2014

A partir de datos censales y de los datos del RANC se obtendrá el porcentaje de cobertura para luego obtener la dotación media.

Del último censo se obtiene que en la zona la relación habitantes/unidad habitacional es de 2.54. De la misma proyección geométrica con la que se obtuvo la población al 2045 se obtiene la población al 2014, la cual es 56797 habitantes. Con estos valores se obtiene el número de unidades habitacionales totales al 2014.

$$\text{unidades hab. totales} = \frac{56797 \text{ habitantes}}{2.54 \text{ hab/uh}} = 22361$$

A partir de los datos del RANC se sabe que las unidades servidas son **21911**. Por lo tanto el porcentaje de cobertura se obtiene de la siguiente manera:

$$\% \text{cobertura} = \frac{\text{unidades hab servidas}}{\text{unidades hab totales}} \times 100 = \frac{21911}{22361} \times 100 = 98\%$$

Por lo tanto al 2014 se tiene un porcentaje de cobertura del **98%**.

A continuación se procede a hallar la dotación media para el 2014, la cual se basará en el consumo real, sin tener en cuenta las pérdidas físicas.

Volumen producido (m³/año)	4718800
Pérdidas totales (reales + aparentes) (m³/año)	2338490
Pérdidas totales / Agua elevada	49.60%
Dotación con pérdidas (l/hab.d)	227

Tabla 4.1. Dotación con pérdidas

La dotación con pérdidas se obtiene de la relación entre el volumen producido y la población total. Para obtener la dotación media (la cual se halla a partir del consumo real) se debe conocer las pérdidas aparentes y las pérdidas físicas. Si bien no se cuentan con datos de valores de estas pérdidas, se supondrá un porcentaje de pérdidas aparentes del 20% respecto al total del agua elevada. Las pérdidas físicas serán por lo tanto del 29.6%.

Entonces:

$$\text{Consumo Real} = \text{Consumo Autorizado} + \text{Pérdidas Aparentes}$$

$$\text{Consumo Real} = 2380310 \text{ m}^3/\text{año} + 0.20 \times 4718800 \text{ m}^3/\text{año} = 3325070 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$\text{Dotación Media} = \frac{\text{Consumo Real}}{\text{Población}_{\text{total}} \times \%Cob} = 163 \text{ l/hab.d}$$

Por lo tanto la dotación media al 2014 es de **163 l/hab.d**.

5 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE PICO DIARIO K1

Para determinar el coeficiente de pico diario se utilizaron datos de agua elevada en la Planta para el año 2014. Se relevaron valores de agua elevada máxima mensual y agua media mensual.

2014	Agua elevada (m³)	Agua elevada media (m³/d)	Agua elevada máxima (m³/d)
ENERO	447506	14436	17189
FEBRERO	371999	12828	16932
MARZO	412980	13322	16519
ABRIL	397698	13257	15378
MAYO	396880	12803	13315
JUNIO	379208	12640	12893
JULIO	391970	12644	12644
AGOSTO	403913	13029	13160
SETIEMBRE	346709.25	11557	11904
OCTUBRE	394382	12722	13740
NOVIEMBRE	368944	12298	13774
DICIEMBRE	406610	13116	16002
Promedio		12888	

Tabla 5.1 Determinación de K1

El coeficiente de pico diario (K1) es:

$$K1 = \frac{Q_{max,d}}{Q_{med,d}}$$

Entonces se determinará a partir de la relación entre el caudal máximo elevado (que se corresponde al mes de enero) y el promedio del agua elevada. El coeficiente **K1** resulta para el año 2014:

$$K1 = 1.3$$

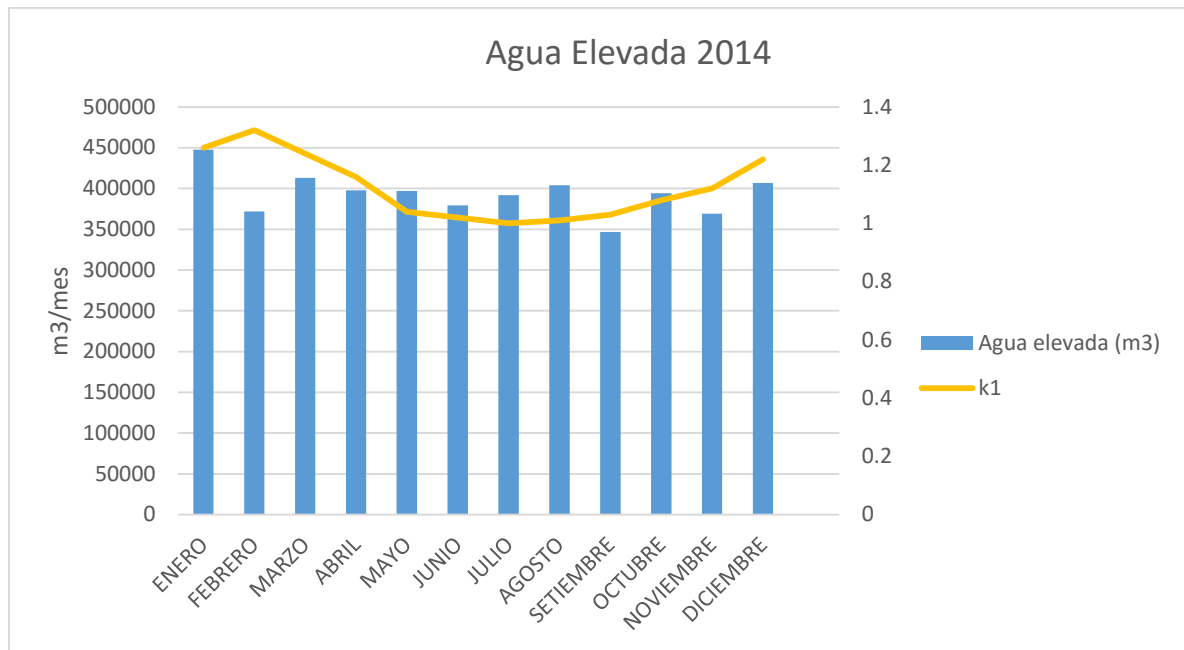


Figura 5.1 Agua Elevada 2014

6 PROYECCIÓN DE LA DEMANDA

Se proyectó la demanda al año 2045, año del fin de período de previsión. El cálculo se realizó tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- La proyección de la población realizada anteriormente.
- La cobertura aumentará del 98% en el 2014 al 100% en el 2045.
- La dotación media que al año 2014 es de 163 l/hab.d aumentará en el año 2045 a 200l/hab.d.
- Las pérdidas físicas del 29.6% se mantendrán constantes.

Año	2045
Población (habitantes)	77687
Cobertura (%)	100
Dotación (l/hab.d)	200
Consumo medio diario (m ³ /d)	15537
Consumo medio anual (m ³ /año)	5671151
Pérdidas Físicas (%)	29.6
Agua Elevada (m ³ /año)	8055612
% de pérdidas en planta	10
K1	1.3
Producción máxima diaria (m ³ /d)	31879
Producción requerida (m ³ /h)	1300

Tabla 6.1 Determinación caudal de diseño

Por lo tanto el **caudal de diseño para el año 2045 será $Q_d = 1300 \text{ m}^3/\text{h}$** .

Observación: Si se redujeran las pérdidas físicas en el sistema de distribución a la mitad (15%), el caudal máximo diario al final del periodo de previsión, sería igual a **$1200 \text{ m}^3/\text{h}$** (ver Tabla 6.2). Sin embargo para estar del lado de la seguridad, se consideró como caudal de diseño el primer caudal determinado, es decir, **$1300 \text{ m}^3/\text{h}$** .

A continuación se presentan los cálculos para determinar el caudal con la reducción de pérdidas.

Sin reducir pérdidas en la red (29.6%)		Reducción de pérdidas (15%)	
$Q_{\text{medio diario con pérdidas}} (\text{m}^3/\text{d})$	22070	$Q_{\text{medio diario con pérdidas}} (\text{m}^3/\text{d})$	18279
$Q_{\text{máximo diario con pérdidas}} (\text{m}^3/\text{d})$	28691	$Q_{\text{máximo diario con pérdidas}} (\text{m}^3/\text{d})$	26069
K1	1.3	K1	1.4
$Q_{\text{medio diario sin pérdidas}} (\text{m}^3/\text{d})$		15537	
$Q_{\text{máximo diario sin pérdidas}} (\text{m}^3/\text{d})$		17045	
		Producción máxima diaria (m ³ /d)	28965
		Producción requerida (m³/h)	1207

Tabla 6.2 Caudal de la planta con un plan de reducción de pérdidas en la red

Se consideró el aumento del coeficiente K1 para la situación en la que se reducen las pérdidas físicas. Para esto se determinaron los caudales sin considerar las pérdidas en la situación de no reducción, para luego poder calcular los caudales medio y máximo teniendo en cuenta la reducción de pérdidas.

7 CALIDAD DEL AGUA BRUTA Y TRATADA

7.1 Introducción

A continuación se realizó un análisis de los datos históricos anuales y mensuales sobre la calidad del agua bruta del río Tacuarembó Chico y el agua elevada a la población en cuanto a parámetros fisicoquímicos. Estos datos fueron brindados por la Oficina Técnica de OSE-Tacuarembó.

Luego se realizó un análisis de datos de calidad del agua bruta como de agua tratada, dichos análisis fueron realizados por el laboratorio Central de OSE. Se cuentan con datos de muestras tomadas en los años 2012, 2013 y 2014. A partir de dichas muestras se realizó análisis de parámetros fisicoquímicos, hidrobiológicos, microbiológicos y concentración de metales para el agua bruta y un análisis de parámetros fisicoquímicos, microbiológicos y concentración de metales (aluminio) para el agua tratada.

Para realizar un análisis de parámetros medidos, los resultados fueron comparados con los estándares vigentes a nivel nacional sobre calidad del agua que están establecidos por el Decreto 253/79 y sus modificaciones, según el cual se clasifica a los sistemas acuáticos según los usos actuales y potenciales:

Clase 1	Abastecimiento de agua potable a poblaciones con tratamiento convencional.
Clase 2a	Riego de hortalizas o plantas frutícolas u otros cultivos destinados al consumo humano en su forma natural, cuando éstas son usadas a través de sistemas de riego que provocan el mojado del producto.
Clase 2b	recreación por contacto directo con el cuerpo humano
Clase 3	Preservación de los peces en general y de otros integrantes de la flora y fauna hídrica, o también aguas destinadas al riego de cultivos cuyo producto no se consume en forma natural o en aquellos casos que siendo consumidos en forma natural se apliquen sistemas de riego que no provocan el mojado del producto.
Clase 4	Cursos o tramos de cursos que atraviesan zonas urbanas o suburbanas que deban mantener una armonía con el medio, o también aguas destinadas al riego de cultivos cuyos productos no son destinados al consumo humano en ninguna forma.

Tabla 7.1 Clasificación de cursos según decreto 253/79 y modificaciones

En febrero de 2005 el MVOTMA resolvió clasificar como **clase 3**, todos los cursos de agua cuya cuenca tributaria fuese mayor a 10 km² (excluido Laguna del Sauce, Maldonado, que ya había sido clasificada como Clase 1).

Para analizar la calidad del agua tratada se utilizó la Norma UNIT 833 en su versión corregida 2010, la cual rige como Norma Interna de calidad de agua en OSE, desde noviembre de 2012.

7.2 Parámetros fisicoquímicos del Agua Bruta

7.2.1 Turbiedad

Se define como la capacidad que tiene el agua para dispersar un haz de luz que la atraviesa, producto del choque con las partículas pequeñas que contiene. El Turbidímetro (Nefelómetro), mide la cantidad de luz que se dispersa a 90° de la luz incidente, y es calibrado con patrones conocidos en unidades nefelométricas de turbiedad (NTU).

Es el parámetro más conocido y utilizado en la operación de plantas potabilizadoras, y una de las principales herramientas de control que se tiene para evaluar eficiencias.

La turbiedad es causada por arcillas, algas, material orgánico finamente dividido, otros microorganismos, hierro. Generalmente, en las aguas superficiales la turbiedad proviene de material inorgánico.

En cuanto al tamaño de las partículas que causan turbiedad, pueden estar en el rango de los coloides y las suspensiones. Aunque tradicionalmente la turbiedad ha sido relacionada con aspectos estéticos, tiene su importancia sanitaria.

Existe relación entre la aparición de protozoarios en el agua filtrada y los picos de turbiedad. La concentración de quistes de protozoarios puede incrementarse 50 veces con sólo un aumento de 0,1 UNT en la turbiedad. La presencia de turbiedad interfiere en el proceso de desinfección, aumentando la demanda de cloro y protegiendo a los microorganismos.

En el gráfico de la Figura 7.1 se puede observar la variación mensual de la turbiedad del agua bruta en el periodo del año 2010 al 2014. Se debe mencionar nuevamente que se presentaran promedios mensuales.

El rango de turbiedad en el periodo de tiempo considerado abarca de los 52 NTU hasta las 8 NTU. El decreto 253/79 y modificaciones fija como límite máximo **50 NTU** para cuerpos de agua clasificados **clase 3**. Se puede observar que en noviembre del 2013 el promedio de ese mes supera el valor establecido por el Decreto.

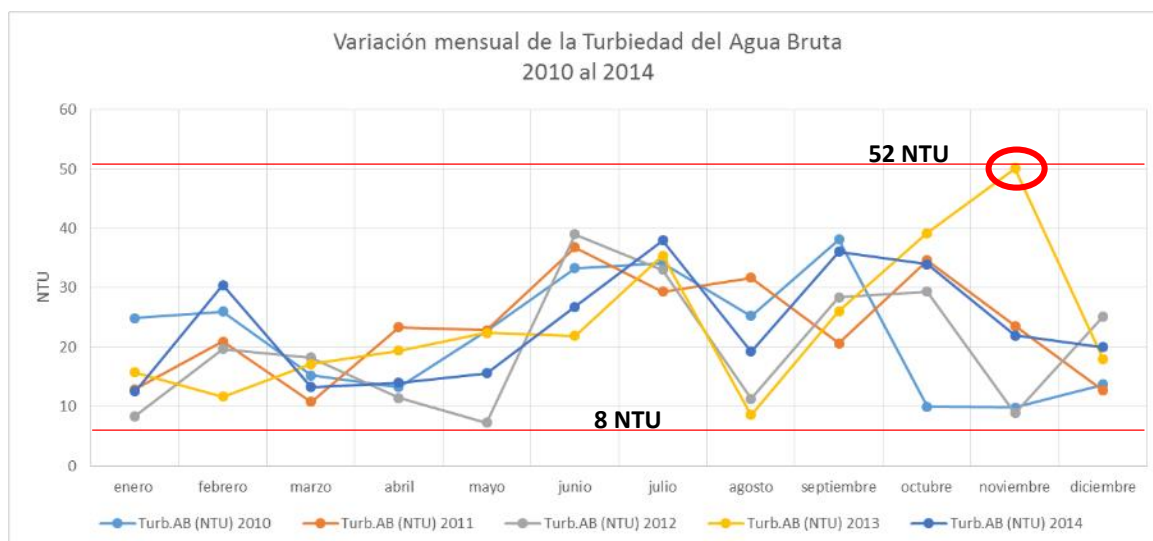


Figura 7.1. Variación de la turbiedad del Agua Bruta

Como se mencionó en la breve reseña teórica, la turbiedad se debe al contenido de pequeñas partículas presentes en el agua. Durante días o meses lluviosos se produce escurrimiento de

agua superficial hacia los cuerpos de agua, arrastrando todo tipo de partículas, junto con esto, al incrementar el caudal, debido a dichos episodios de lluvia, aumenta la velocidad del flujo en cuerpo de agua aumentando la mezcla en el mismo; todo este proceso, pensado de esta forma, llevaría a un aumento en la turbiedad del agua bruta. Al analizar los datos mensuales de precipitación acumulada medidas en la Estación meteorológica del INIA-Tacuarembó, se realizó el grafico de la Figura 7.2 el cual muestra que los meses de setiembre, octubre y noviembre del año 2013 fueron meses muy lluviosos (169 mm, 185mm y 279mm respectivamente) lo que a priori estaría explicando el aumento de turbiedad en el Río Tacuarembó Chico en esos mismos meses, dando un valor máximo de 52 NTU en el mes de noviembre.

Además en el gráfico de la Figura 7.2 se puede observar la precipitación efectiva la cual es la que realmente escurre hacia los cuerpos de agua. Por lo que se observa en el grafico el comportamiento de la curva de precipitación efectiva se asemeja aún más al comportamiento de la turbiedad en esos meses.

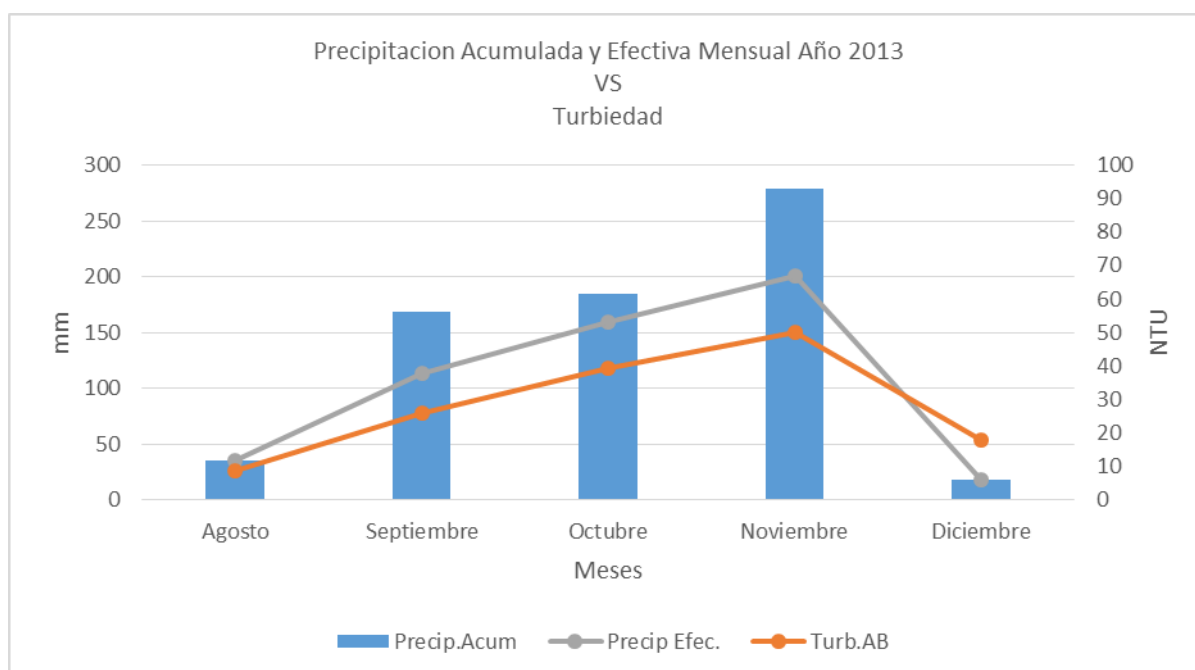


Figura 7.2 Precipitación Acumulada vs. Turbiedad

Para ser consistentes con lo analizado anteriormente se decidió analizar el año 2014 y observar como es el comportamiento de las curvas de precipitación efectiva y turbiedad. En el gráfico de la Figura 7.3 se observa dicha comparación.

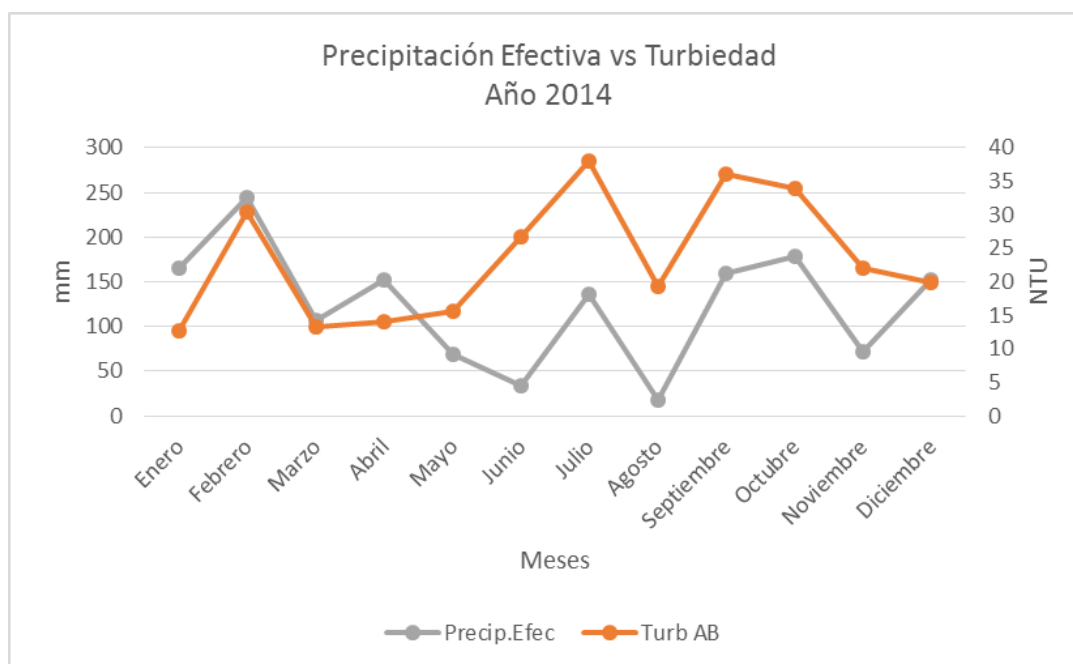


Figura 7.3 Precipitación Efectiva vs. Turbiedad

Se puede ver que a pesar de algunas pequeñas variaciones, el comportamiento es muy similar, por lo que a priori no estaría mal decir que en días lluviosos es de esperar un aumento de turbiedad del agua bruta, por lo que se deberán tomar los recaudos necesarios en la Planta para atender dichos cambios.

En el grafico siguiente se realizó un promedio anual de la turbiedad. Se puede decir que la turbiedad promedio del río Tacuarembó Chico se encuentra entre el intervalo de 20-25 NTU en el periodo de tiempo considerado (2010 al 2014). Estos son valores menores a lo establecido por el decreto 253/79 y modificaciones, que fija como límite máximo **50 NTU** para cuerpos de agua clasificados **clase 3**.

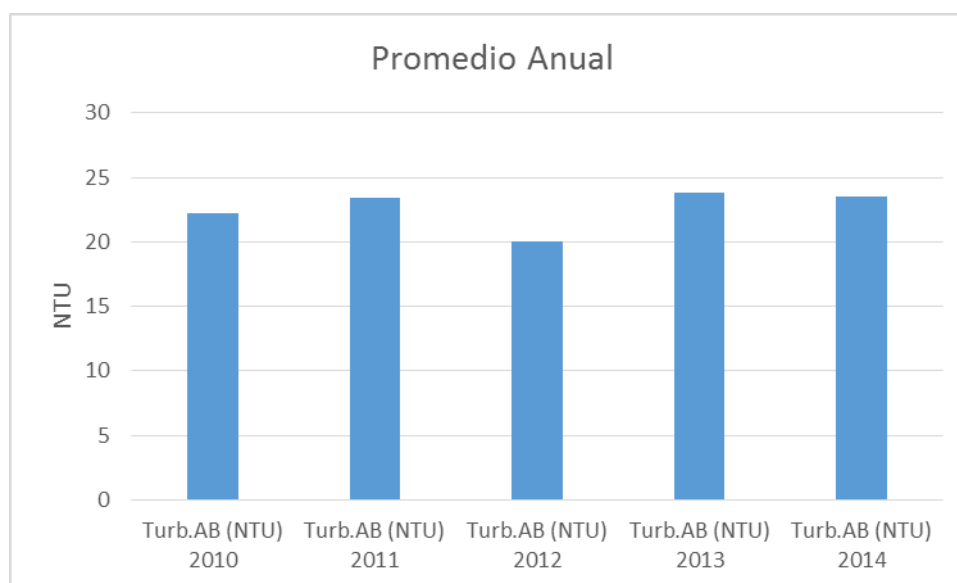


Figura 7.4 Promedios anuales de turbiedad

7.2.2 Alcalinidad

Es la capacidad que tiene el agua de neutralizar ácidos, y se debe a la presencia de carbonatos, bicarbonatos e hidróxidos, dependiendo la presencia de una u otra especie, del pH del agua. La alcalinidad es una medida de la capacidad del agua para resistirse a los cambios de pH producidos por la adición de ácidos o bases.

Se mide en partes por millón de carbonato de calcio (ppm de CaCO_3). Sus principales componentes son:

Bicarbonatos: HCO_3^-

Carbonatos: $\text{CO}_3^{=}$

Ion hidroxilo: OH^-

- pH = 12,3 a 9,4: Debida a hidróxidos y carbonatos
- pH = 9,4 a 8,3: Debida a carbonatos y bicarbonatos
- pH = 8,3 a 4,4: Alcalinidad debida a bicarbonatos

En las aguas naturales de origen superficial la alcalinidad está generalmente debida a la presencia de bicarbonatos.

En la coagulación por “barrido”, se requiere que el agua tenga alcalinidad suficiente para reaccionar con el sulfato de aluminio. En cambio, cuando esta es muy alta, se necesitan dosis muy elevadas de sulfato de aluminio, aumentando los costos del tratamiento.

Nuevamente se tienen los datos promedio mensuales de alcalinidad en la toma del agua bruta para el periodo que abarca del año 2010 al año 2014. En la Figura 7.5 se observa dicho gráfico.

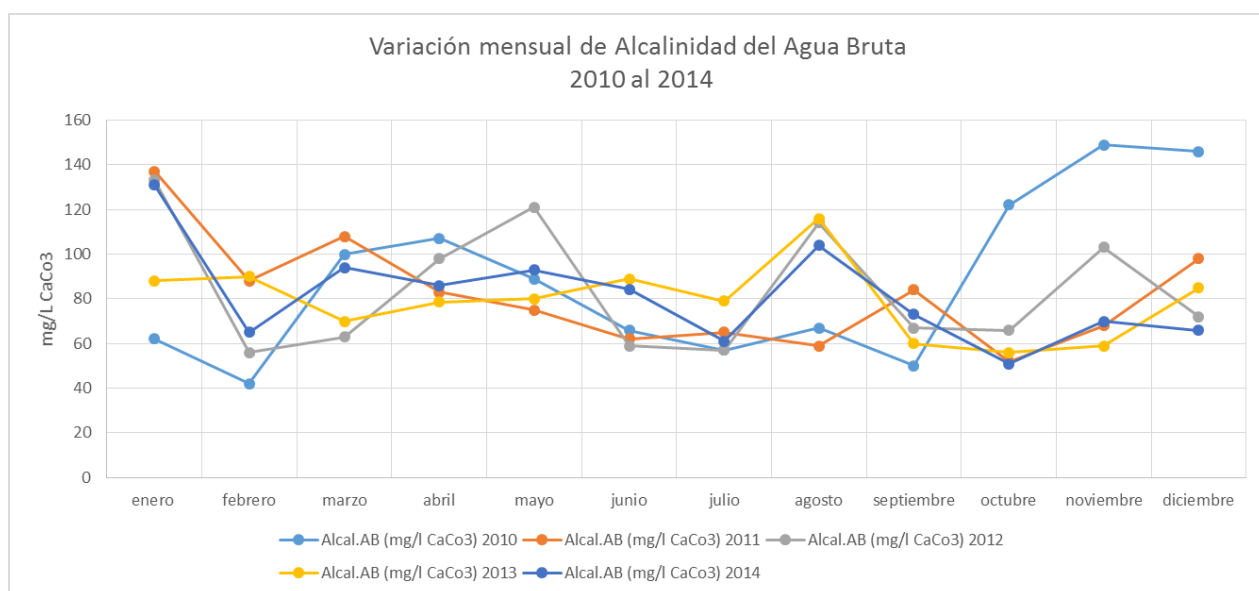


Figura 7.5 Variación mensual de alcalinidad de Agua Bruta de 2010 a 2014

Si observamos la curva del año 2013 en los meses que se analizaron anteriormente (setiembre, octubre y noviembre) se puede ver que la alcalinidad baja a partir del mes de agosto, lo que es esperable, ya que los episodios de lluvia estarían disminuyendo la alcalinidad, o sea, estaría disminuyendo la capacidad del agua bruta en neutralizar ácidos. Por lo que se esperaría además un descenso de pH.

Graficando dicha situación se obtuvo:

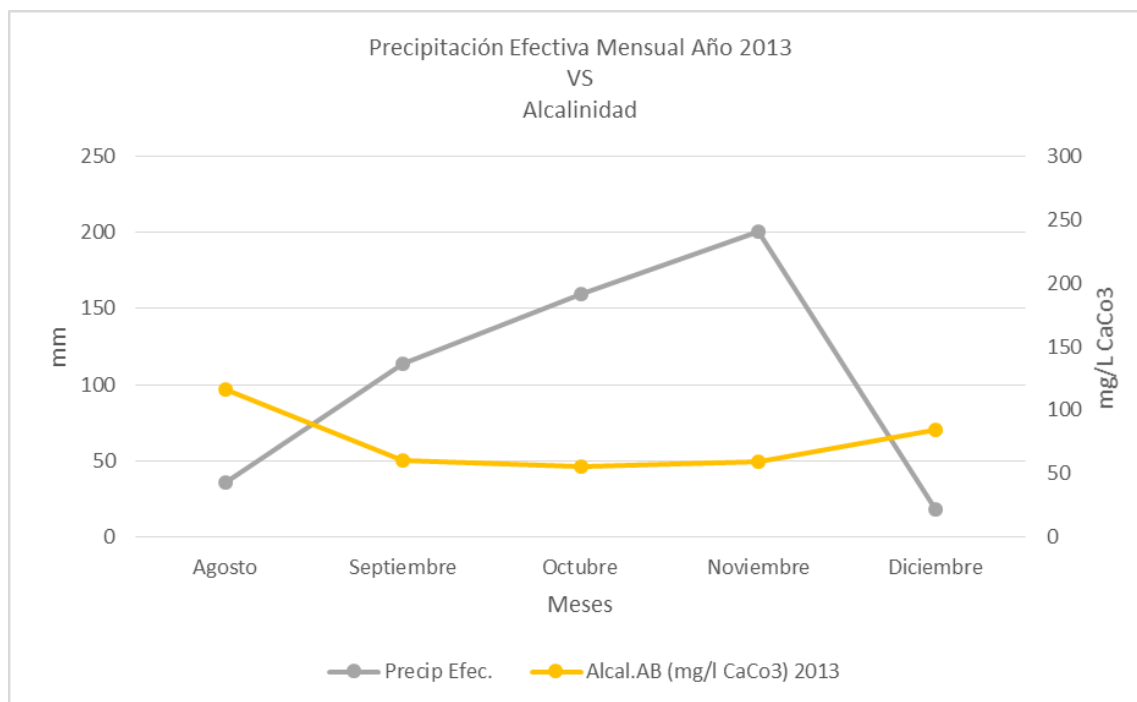


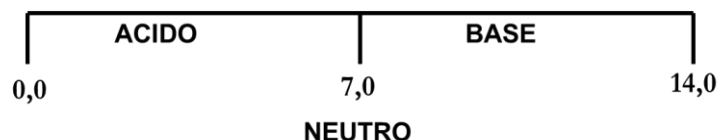
Figura 7.6 Precipitación Efectiva Mensual vs. Alcalinidad para el año 2013

En el gráfico de la Figura 7.6 se puede observar como la precipitación efectiva va aumentando a partir del mes de agosto y la alcalinidad del agua bruta disminuye, la cual se mantiene por debajo e igual de 50 mg/l CaCo₃ hasta el mes de noviembre, para luego aumentar a 100 mg/l CaCo₃ en el mes de diciembre momento en el cual la precipitación efectiva decayó de 200mm a 20mm aproximadamente.

7.2.3 pH

Es un parámetro utilizado para expresar la intensidad ácida o básica de una solución.

Se define como: $\text{pH} = -\log [\text{H}^+]$



El pH es un parámetro importante especialmente para los procesos de coagulación, filtración, desinfección y control de la corrosión.

Las guías para la calidad del agua potable de la OMS (2011) no proponen recomendaciones basadas en riesgos para la Salud, pero recomiendan que el pH en el sistema de distribución

preferentemente se sitúe entre **6.5 y 9.5** y que no supere el valor de 8.0, para no comprometer la efectividad del proceso de desinfección, si este se realiza con cloro libre.

El decreto 253/79 y modificativos establece para cuerpos de agua clasificados como clase 3, que el pH se encuentre entre 6,5 y 8,5.

La Norma UNIT 833- 2008, para agua tratada (reimpresión corregida 2010), establece, Tabla 7.2

PARAMETRO	VMP	UNIDAD	OBSERVACIONES
A. Características físicas			
pH	6,5 – 8,5		

Tabla 7.2 pH según Norma UNIT 833-2008

En el gráfico de la Figura 7.7 se observa la variación de pH promedio mensual del periodo analizado (2010 al 2014). Se puede ver que dicho parámetro se encuentra en el intervalo establecido por el decreto.

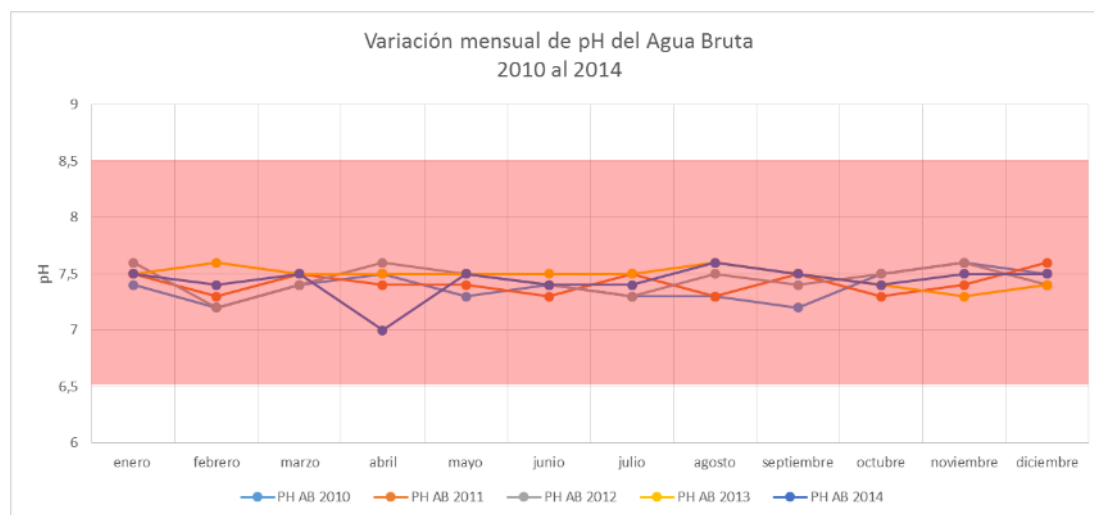


Figura 7.7 Variación mensual del pH del Agua Bruta. Período 2010 a 2014

La Tabla 7.3 presenta los valores promedios anuales de pH del agua bruta en el periodo analizado, se observa que dichos valores no tiene variaciones significativas.

PH AB 2010	PH AB 2011	PH AB 2012	PH AB 2013	PH AB 2014
7,4	7,4	7,5	7,5	7,4

Tabla 7.3 Promedios anuales de pH en Agua Bruta

7.2.4 Temperatura

La temperatura del agua influye en las reacciones de hidrólisis del coagulante, en la solubilidad de los gases, en la sensación de sabor y olor, en el desempeño de las unidades de mezcla rápida, floculación, sedimentación y filtración. La temperatura alta del agua propicia el crecimiento de microorganismos (por ejemplo Legionella prolifera a temperaturas entre 25°C y 50°C).

Este parámetro no es medido en planta y no se ha encontrado ningún registro sobre el mismo. Situación a mejorar para el futuro.

7.3 Parámetros fisicoquímicos del Agua Tratada

A continuación se presentarán los valores medios mensuales para los años 2010 a 2014, de los parámetros fisicoquímicos: turbiedad y alcalinidad del agua filtrada y clorada (AFC) o sea, agua a elevar.

Estos valores medios mensuales, son promedios realizados a partir de los partes diarios que se hacen en Planta.

En cuanto a la turbiedad, las guías para la calidad del agua potable **OMS (2011)** recomiendan que la turbiedad del agua tratada, sea menor que **0,1 NTU**, para no comprometer la eficacia de la desinfección. En cambio, la Norma UNIT 833 y en disposiciones adoptadas por OSE se establece, Tabla 7.4:

PARAMETRO		VMP	UNIDAD	OBSERVACIONES
Turbiedad	Agua Tratada	1,0	N.T.U.	VMR < 0,5 N.T.U. para favorecer la adecuada remoción de microorganismos patógenos (enterovirus, quistes de <i>Giardia</i> y ooquistes de <i>Cryptosporidium</i>).
	Agua distribuida	3,0	N.T.U.	

Tabla 7.4 Turbiedad según Norma UNIT 833

En el gráfico de la Figura 7.8 se presenta el promedio mensual de la variación de la turbiedad del agua a elevar en el periodo considerado (2010 a 2014), mientras que en la Figura 7.9 se presenta la variación de la alcalinidad.

Se contaba además con la variación del pH del agua a elevar, la cual prácticamente no presentaba variaciones significativas, dicho valor variaba de 6,9 a 7,1.

En cuanto a la temperatura del agua a elevar, al igual que la temperatura del agua bruta, no es medida ni controlada, lo cual es un punto a mejorar para el futuro. Se debe recordar que el control de temperatura tanto del agua bruta como del agua a elevar es de suma importancia, ya que podría indicar la probabilidad de presencia de microorganismos.

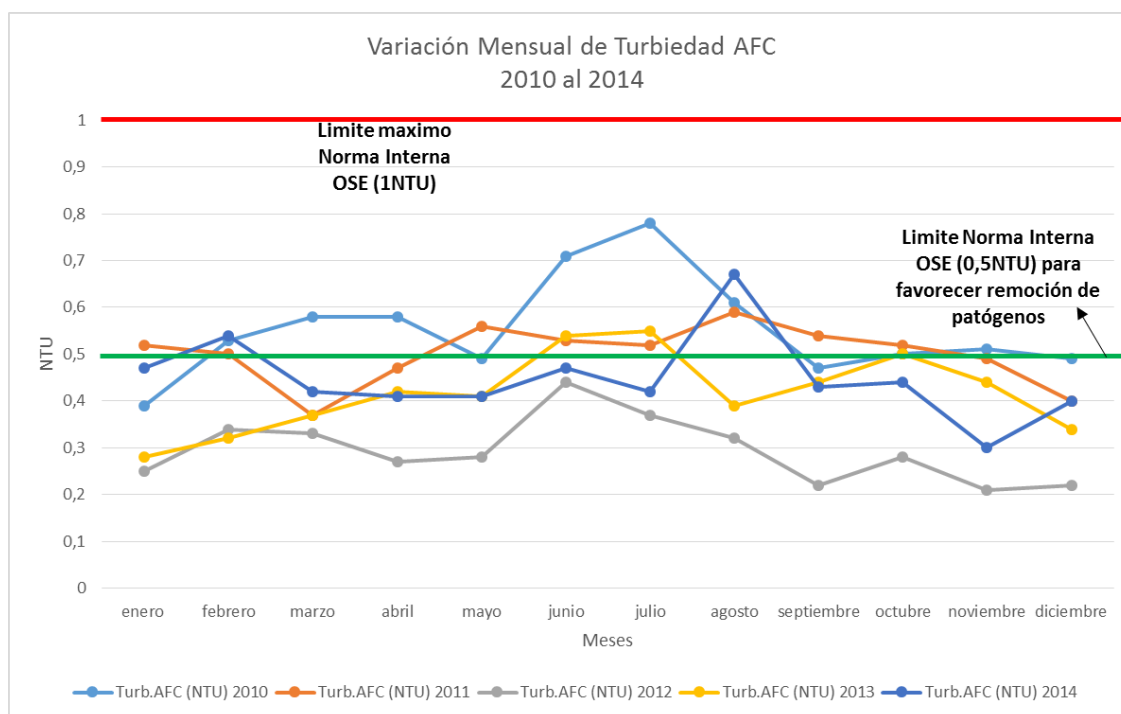


Figura 7.8 Variación mensual de turbiedad del Agua Filtrada

En el gráfico de la Figura 7.8 se puede ver con línea roja y línea verde, los límites establecidos por la Norma UNIT 833 en cuanto a este parámetro, la línea roja representa el límite máximo de turbiedad establecido para el agua tratada, mientras que la línea verde representa el límite que indica que la turbiedad por debajo de ese valor se favorece en cuanto a la remoción de microorganismos patógenos presentes en el agua.

Realizando un promedio anual de la turbiedad del agua tratada, se obtuvieron los resultados presentados en la Tabla 7.5:

	Turbiedad AFC (NTU) 2010	Turbiedad AFC (NTU) 2011	Turbiedad AFC (NTU) 2012	Turbiedad AFC (NTU) 2013	Turbiedad AFC (NTU) 2014
Promedio	0,6	0,5	0,3	0,4	0,4

Tabla 7.5 Promedio anual de la turbiedad del Agua Filtrada

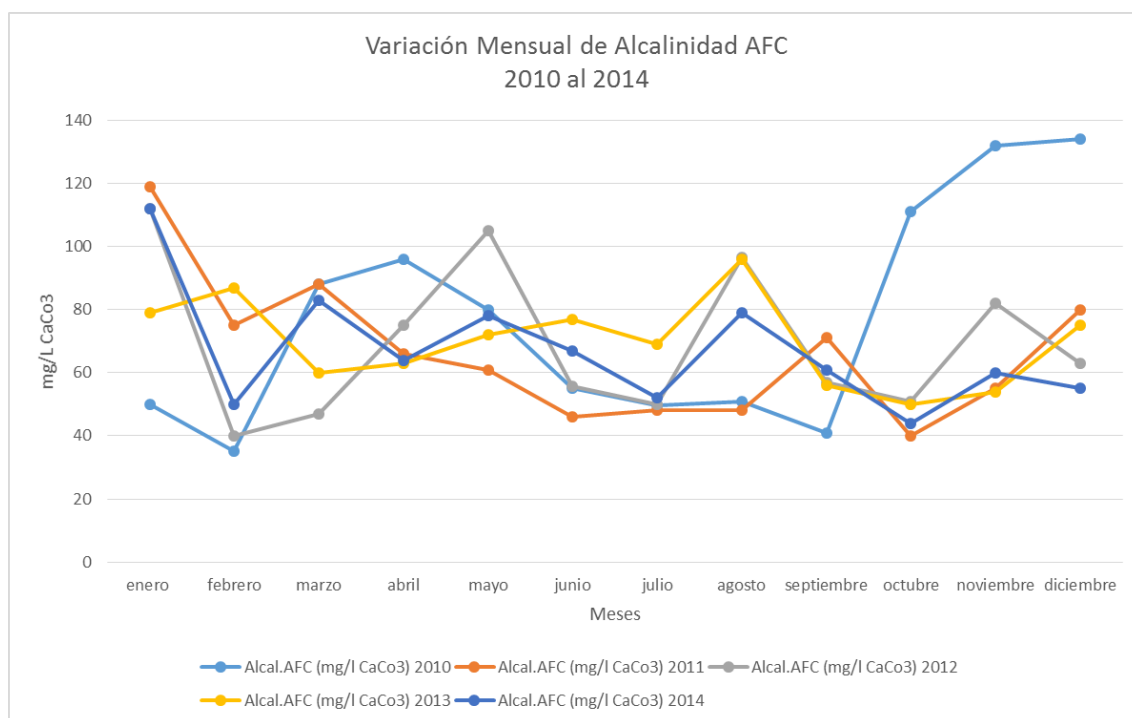


Figura 7.9 Variación mensual de la alcalinidad del Agua Filtrada

En cuanto a la alcalinidad, el promedio anual para el agua tratada en el periodo considerado fue el siguiente:

	Alcalinidad AFC (mg/l CaCo3) 2010	Alcalinidad AFC (mg/l CaCo3) 2011	Alcalinidad AFC (mg/l CaCo3) 2012	Alcalinidad AFC (mg/l CaCo3) 2013	Alcalinidad AFC (mg/l CaCo3) 2014
Promedio	76,9	66,4	69,5	69,8	67,1

Tabla 7.6 Promedios anuales de alcalinidad del Agua Filtrada

7.4 Parámetros brindados por el Laboratorio Central de OSE. Agua Bruta

A continuación se presentaran los parámetros medidos por el Laboratorio Central de OSE del agua bruta durante los años 2012, 2013 y 2014.

Los lugares de muestreo fueron: antes del ingreso del agua bruta a la cámara de mezcla (Código del punto de extracción 4899) y en la zona donde se encuentra la obra de toma (código del punto de extracción 2843).

La Tabla 7.7 presenta los tres parámetros analizados anteriormente, los cuales también son los medidos en planta (turbiedad, alcalinidad y pH), además se presenta turbiedad medida in situ junto con la medida en laboratorio.

Nº Muestra	Cód. Pto. Extracción	F.Extracción	Turb. insitu NTU	Turbidez NTU	pH Unid.de PH	Alc. total mg/L
120000992	4899	23/01/2012 9:00	8,4	8,3	7,7	129
120009865	4899	21/08/2012 11:00	6,4	6,4	7,9	44
130000651	4899	14/01/2013 8:15	14	13	7,6	87
130009613	2843	25/07/2013 9:00	17,6	14	7,9	100
140008707	4899	20/03/2014 9:00	10	11	7,6	99
140021535	2843	21/07/2014 9:00	26,3	22	7,6	64

Tabla 7.7 Campañas de muestreo del Laboratorio Central de OSE. Período 2012 a 2014

7.4.1 Turbiedad y Alcalinidad

Nuevamente se observa que la turbiedad se encuentra por debajo de lo fijado como valor máximo en el decreto 253/79 y modificaciones (**50NTU**), para todas las mediciones. En cuanto a la alcalinidad y pH, se encuentran entre los valores analizados anteriormente.

La Tabla 7.8 muestra el valor promedio de alcalinidad y turbiedad de los meses en los cuales se realizaron las campañas de muestreo comparándolos con los valores obtenidos en dichas campañas. Se puede ver que los valores obtenidos en las campañas de muestreo son muy similares a los valores medios mensuales. Existen algunas diferencias tales como el valor de alcalinidad con una diferencia de 12mg/L para la muestra del 21 de julio del 2014, esto es debido a que se está comparando valores medios con valores obtenidos en mediciones puntuales. A pesar de esto cada valor se encuentra dentro del entorno esperado.

Nº Muestra	Cód. Pto. Extracción	F.Extracción	Turbiedad NTU	Alc. total mg/L
120000992	4899	23/01/2012 9:00	8,4	129
=====	=====	Promedio Enero 2012	8,4	133
120009865	4899	21/08/2012 11:00	6,4	44
=====	=====	Promedio Agosto 2012	11,3	114
130000651	4899	14/01/2013 8:15	14	87
=====	=====	Promedio Enero 2013	15,8	88
130009613	2843	25/07/2013 9:00	17,6	100
=====	=====	Promedio Julio 2013	35,4	79
140008707	4899	20/03/2014 9:00	10	99
=====	=====	Promedio Marzo 2014	13,3	94
140021535	2843	21/07/2014 9:00	26,3	64
=====	=====	Promedio Julio 2014	38	61

Tabla 7.8 Turbiedad y Alcalinidad. Laboratorio Central de OSE

7.4.2 Carbono orgánico total (toc)

El Carbono Orgánico Total (TOC) representa el contenido total de carbono orgánico. Se mide por oxidación de la materia orgánica mediante calor y oxígeno o mediante oxidantes químicos y se detecta por análisis de infrarrojo la producción de CO₂.

La presencia de Materia Orgánica Natural, que se puede evaluar a través del contenido de TOC del agua, es la principal causa de generación de productos secundarios de la desinfección.

El TOC no integra la lista de parámetros limitados por las normas, si bien debe ser baja su concentración en el agua de bebida, es más bien un indicador para evaluar las operaciones de tratamiento de agua. El TOC puede encontrarse como carbono disuelto (DOC) o en forma particulada (Carbono Orgánico Particulado, POC).

La Tabla 7.9 muestra los valores medidos del agua bruta en las campañas de medición.

Nº Muestra	Cód. Pto. Extracción	F.Extracción	TOC mg/L	DOC mg/L
120000992	4899	23/01/2012 9:00	-----	2,8
120009865	4899	21/08/2012 11:00	7,4	6,4
130000651	4899	14/01/2013 8:15	4,1	3,6
130009613	2843	25/07/2013 9:00	2,9	2,4
140008707	4899	20/03/2014 9:00	5,1	3,4
140021535	2843	21/07/2014 9:00	4,5	3,4

Tabla 7.9 TOC y DOC. Laboratorio Central de OSE

7.4.3 Color

El Color es la capacidad que tiene el agua de absorber determinada gama de longitud de onda de la luz incidente.

Las principales causas de color en las aguas superficiales, son la presencia de productos de la descomposición de materia orgánica, finamente dividida, llamadas sustancias húmicas. El tamaño de las partículas que confieren color al agua, es sensiblemente menor que el de las partículas (generalmente arcillas), causantes de turbiedad.

El color se mide con un aparato comparador, en Unidades de Platino-Cobalto (U.Pt-Co), a veces indicadas como unidades de color (UC). El color es un indicador de la presencia de material orgánico degradado, se necesitan mayores dosis de coagulantes para su tratamiento. En general, el agua con elevado color, es más difícil de tratar que el agua con elevada turbiedad. Se forman flóculos más débiles y livianos, difíciles de sedimentar. La eliminación del color es imprescindible para evitar que mediante la desinfección con cloro se generen **trihalometanos** y otros subproductos. Como práctica habitual, debe evitarse la precloración (clorar el agua bruta), no así la intercloración, que consiste en clorar el agua sedimentada, cuando ya se ha eliminado gran parte del color.

El color varía con el pH del agua, generalmente es más fácil de remover a valores bajos (pH menor o igual que 6).

En cuanto a este parámetro, se obtuvieron los siguientes resultados:

Nº Muestra	Cód. Pto. Extracción	F.Extracción	Color UPt-Co
120000992	4899	23/01/2012 9:00	17
120009865	4899	21/08/2012 11:00	122
130000651	4899	14/01/2013 8:15	32
130009613	2843	25/07/2013 9:00	28
140008707	4899	20/03/2014 9:00	27
140021535	2843	21/07/2014 9:00	65

Tabla 7.10 Color. Laboratorio Central de OSE

7.4.4 Sabor y olor (Parámetro organoléptico)

El sabor y/o el olor pueden ser causados por contaminantes químicos inorgánicos y orgánicos naturales, fuentes biológicas (metabolitos liberados por algas: Geosmin, MIB), por químicos sintéticos, o como consecuencia de procesos de tratamiento de agua (por ejemplo, desinfección con cloro). La OMS (2004), recomienda que el sabor y olor no sean ofensivos para el consumidor.

La Norma UNIT 833 establece para el agua tratada que, Tabla 7.11:

PARAMETRO	VMP	UNIDAD	OBSERVACIONES
Olor y sabor	No objetable		Olor y sabor característicos, ausencia de olores extraños

Tabla 7.11 Olor y sabor según Norma UNIT 833

En cuanto para el agua bruta, el decreto 253/79 y modificativos establece que aquellos cursos de agua clasificados como clase 3, el olor debe ser “No perceptible”.

El Sabor y el Olor también se pueden desarrollar durante el almacenamiento y distribución debido a la actividad microbiana. La causa de sabores y olores debe investigarse y las autoridades de salud correspondientes deben ser advertidas, particularmente si hay un cambio súbito o sustancial. Sabores u olores extraños pueden indicar la presencia de sustancias potencialmente peligrosas

Las causas más comunes de olores y sabores son:

- Productos liberados por algas, en forma natural o luego de ser destruidas por la acción del cloro (Geosmin, MIB)
- Fenoles y Clorofenoles
- Presencia de amonio y nitrógeno orgánico
- Desechos industriales

La remoción del sabor y olor se basa en la eliminación de sus precursores, generalmente por oxidación previa, o al tratamiento posterior mediante aireación o adsorción en carbón activado, en polvo o granular.

7.4.5 Otros parámetros fisicoquímicos

Cód. Pto. Extracción	F.Extracción	Oxidabil. mg/L	Dur. total mg/L	Cl mg/L	NO2 mg/L	SUVA L/mg-m
4899	23/01/2012 9:00	3,4	119	3	0,02	-----
4899	21/08/2012 11:00	16	37	<10	<0,02	6
4899	14/01/2013 8:15	3,6	82	<10	<0,02	3,8
2843	25/07/2013 9:00	6,2	96	<10	<0,02	4,1
4899	20/03/2014 9:00	5,3	87	<10	<0,02	5,2
2843	21/07/2014 9:00	9,1	90	<10	<0,02	5,3

Tabla 7.12 Otros Parámetros. Laboratorio Central de OSE

Cód. Pto. Extracción	F.Extracción	NH4 mg/L	NT mg/L	Fosf. mg/L	Cond.25°C µS/cm
4899	23/01/2012 9:00	<0,4	0,3	0,1	266
4899	21/08/2012 11:00	<0,4	0,4	0,19	91
4899	14/01/2013 8:15	<0,4	0,4	0,09	178
2843	25/07/2013 9:00	<0,4	0,4	0,04	194
4899	20/03/2014 9:00	<0,4	0,3	0,09	198
2843	21/07/2014 9:00	<0,4	0,4	0,06	123

Tabla 7.13 Otros Parámetros. Laboratorio Central de OSE

7.4.5.1 Dureza

La dureza del agua se define como la concentración de todos los cationes metálicos no alcalinos presentes (calcio, magnesio, carbonato y bicarbonato entre otros) y se expresa en equivalentes de carbonato de calcio, constituyendo un parámetro muy significativo en la calidad del agua tratada. Ésta cantidad de sales afecta la capacidad de formación de espuma de detergentes en contacto con agua y representa una serie de problemas de incrustación en equipo industrial y doméstico, además de resultar nociva para consumo humano.

Según lo observado en la Tabla 7.12 el valor de dureza en los ensayos varían entre 37 y 119 mg/L. El decreto 253/79 y modificativos, no establece un valor límite para este parámetro.

7.4.5.2 Cloruros

El ion cloruro, Cl⁻, forma sales en general muy solubles. Suele ir asociado al ion Na⁺, especialmente en aguas muy salinas. Las aguas dulces contienen entre **10 y 250 mg/l** de cloruros, pero no es raro encontrar valores mayores. Las aguas salobres pueden tener centenares e incluso millares de ppm. El agua de mar contiene alrededor de 20.000 mg/l.

Son constituyentes abundantes de las aguas subterráneas, aunque son escasos en los minerales de la corteza, pues son muy estables en solución y difícilmente precipitan (es decir son iones móviles o conservativos en el agua).

El contenido en cloruros afecta la potabilidad del agua y su potencial uso agrícola e industrial. A partir de 300 mg/l el agua empieza a adquirir un sabor salado. Las aguas con cloruros pueden ser muy corrosivas debido al pequeño tamaño del ion que puede penetrar la capa protectora en la interface óxido-metal y reaccionar con el hierro estructural. Se valora con nitrato de plata usando cromato potásico como indicador. Los límites fijados en el agua por las normas de calidad se sustentan más en el gusto que le imparten al agua que en motivos de salubridad.

Tomando en cuenta el límite de percepción del sabor de los cloruros en el agua, se ha establecido un límite de **250 mg/l** en aguas de consumo, concentración que puede ser razonablemente excedida según las condiciones locales y la costumbre de los consumidores.

La OMS considera que por encima de esta concentración, los cloruros pueden influir en la corrosividad del agua.

Por sus características químicas y la gran solubilidad de la mayoría de los cloruros, su remoción requiere métodos sofisticados y costosos, muchos de ellos impracticables, especialmente cuando se trata de volúmenes relativamente altos. Es por esto, entre otros factores, que para tomas de agua se prefieren cursos de agua dulce en lugar de agua salada.

Los valores de cloruros registrados para el agua bruta fueron menores a **10 mg/l**, por lo que se descarta por completo la presencia de intrusión salina en el curso de agua.

7.4.5.3 Nutrientes

Los nutrientes como el nitrógeno (N) y fósforo (P) son críticos para el crecimiento vegetal por su baja disponibilidad en el suelo en relación a su alta demanda por los cultivos. Del mismo modo, los nutrientes disueltos en agua tienen incidencia en la productividad de los ecosistemas acuáticos. Llegan a los sistemas acuáticos desde la cuenca hidrográfica arrastrados por las lluvias (aportes difusos) o por vertidos (aportes puntuales), y desde el propio cuerpo de agua (fuentes autóctonas) principalmente por degradación de materia orgánica dentro del sistema.

La concentración de N en el agua del río Tacuarembó Chico se midió a través de la concentración de las fracciones de nitrito (NO_2), amonio (NH_4) y nitrógeno total (NT). El NO_2 es un compuesto inestable que se forma por oxidación del amonio o reducción del nitrato. Por lo cual su concentración normal en aguas naturales no contaminadas debe ser muy baja. El método analítico aplicado para el análisis de NO_2 tiene un límite de cuantificación de 0.02 mg/l, no cuantificándose en ninguna de las muestras analizadas.

Otro compuesto de nitrógeno analizado fue el amonio (NH_4), que constituye un nutriente de fácil incorporación por los vegetales y que en presencia de oxígeno se oxida a NO_2 y NO_3 . En este caso, el método analítico aplicado para el análisis de NH_4 tiene un límite de cuantificación de 0.4 mg/l, siendo no detectable en ninguna de las muestras analizadas. La legislación no reglamente sobre este parámetro de calidad de agua.

La concentración de nitrógeno total (NT) integra las fracciones de nitrógeno ya analizadas (NO_2 , NH_4) y otras aportadas por diversas fuentes. En la toma de del río Tacuarembó Chico, el NT registró concentraciones entre 0,3 y 0,4 mg/l. En este caso la legislación nacional no establece valores límite de concentración de nitrógeno total como una referencia para determinar la calidad de las aguas naturales.

Otro nutriente fundamental es el Fósforo (P); la fuente natural de este nutriente está en las rocas, sin embargo sus aportes se ven incrementados por los fertilizantes aplicados al suelo de la cuenca de drenaje o por la degradación de las excretas del ganado habitante de la cuenca; también por vertidos de aguas domésticas (que contienen detergentes y aguas servidas) en cursos de agua o en suelo.

La concentración de fósforo en el agua bruta se cuantificó entre 0,06 y 0,09 mg/l.

De acuerdo con la legislación vigente (decreto 253/79 y modif.), la concentración de PT en cuerpos de agua naturales del Uruguay debe ser inferior a **0,025 mg/L**. Por lo tanto, esta condición no se cumple en ninguna de las mediciones realizadas, por lo que se podría llegar a suponer que el río se encuentra en estado trófico.

7.4.5.4 UVA-254 nm y SUVA

Los compuestos orgánicos que tiene estructuras aromáticas, son usualmente responsables de la absorbancia de longitudes de onda entre 200 y 300 nm (Michail and Idelovitch, 1981). La absorbancia ultravioleta 254 nm (UVA-254) es aceptada como medición del contenido húmico del agua.

La absorbancia ultravioleta específica (SUVA) del agua, definida como la absorbancia ultravioleta (UVA) dividido el carbono orgánico disuelto (DOC). Es un buen subrogante del contenido húmico, y es también un indicador del contenido aromático de la NOM.

El parámetro SUVA puede ser utilizado para evaluar la tratabilidad del agua bruta. Generalmente aguas con $SUVA < 2 \text{ l}/(\text{mg}\cdot\text{m})$ son difíciles de tratar, y en contraste, aguas con elevada SUVA son más fáciles de tratar (Xie, 2004).

Para este parámetro el valor más próximo a 2, fue en la muestra tomada el 14 de enero del 2013, $3,8 \text{ l}/(\text{mg}\cdot\text{m})$.

7.4.6 Parámetros microbiológicos

A continuación se analizó los resultados obtenidos en las campañas de muestreo de los años 2012, 2013 y 2014, en cuanto a parámetros microbiológicos.

Aunque actualmente es posible detectar la presencia de numerosos agentes patógenos en el agua, los métodos de aislamiento y recuento son complejos y consumen demasiado tiempo. Por eso no es práctico detectar en el agua de bebida todos y cada uno de los patógenos posibles.

Lo que habitualmente se hace es detectar organismos que normalmente se encuentran presentes en las heces de los seres humanos y otros animales de sangre caliente, que se utilizan como indicadores de la contaminación fecal.

La mayoría de estos organismos indicadores sirven para detectar contaminación de origen fecal (los coliformes totales no), y por lo tanto la posible presencia de patógenos intestinales.

Inversamente, la ausencia de esos organismos indica que **probablemente el agua no contiene organismos patógenos** (World Health Organization, 1995).

Los indicadores microbiológicos más comunes que se utilizan para evaluar la calidad microbiológica del agua se describen a continuación (OMS, 2004, 2011):

7.4.6.1 Bacterias coliformes totales

Son bacterias Gram-negativas, que fermentan la lactosa a 35-37 °C produciendo ácido, gas y aldehído en un plazo de 24 a 48 horas. Comprenden bacterias como: *Enterobacter cloacae* y *Citrobacter freundii*, que pueden hallarse tanto en las heces como en aguas ricas en nutrientes, suelos, materias vegetales en descomposición.

Aunque no tiene relación directa con la contaminación fecal o de patógenos, la prueba de coliformes es útil para controlar y vigilar la calidad microbiana del agua. Según Norma UNIT 833 se exige ausencia de coliformes totales en agua tratada, para calificar como aceptables las muestras. Sin embargo los coliformes son predictores inadecuados de la contaminación protozoaria. (OMS, 1995; Daniel, 2001).

7.4.6.2 Bacterias coliformes termo resistentes

Se definen como el grupo de organismos coliformes que pueden fermentar la lactosa a 44-45 °C, comprenden el género *Escherichia* y en menor grado especies de *Klebsiella*, *Enterobacter* y *Citrobacter*. Los coliformes termo resistentes distintos de *Escherichia coli* pueden proceder (además de su origen fecal) también de aguas orgánicamente enriquecidas, por ejemplo algunos efluentes industriales. Por ello, el término “coliformes fecales” que se les aplica con frecuencia no es correcto. Es poco probable que se desarrollen en los sistemas de distribución a menos que estén presentes nutrientes bacterianos en cantidad suficiente, que la temperatura del agua sea superior a 13° C y que no exista cloro residual libre.

Al detectarse con facilidad, desempeñan una importante función como indicadores de la eficiencia de los procesos de tratamiento (OMS, 2004).

El decreto 253/79 y modificativos, para cuerpos de agua clasificados como clase 3 establece para el parámetro de coliformes fecales que: no se deberá exceder el límite de 2000 CF/100 mL en ninguna de al menos 5 muestras, debiendo la media geométrica de las mismas estar por debajo de 1000 CF/100 mL

7.4.6.3 *Escherichia coli*

Es una bacteria que pertenece al grupo de coliformes termoresistentes, se desarrolla a 44-45 °C en medios complejos, fermenta la lactosa liberando ácido y gas. Algunas cepas pueden desarrollarse a 37 °C pero no a 44-45 °C y algunas no liberan gas. Su identificación completa es compleja, pero se han desarrollado métodos para detectarla rápidamente con un alto grado de certidumbre. *Escherichia coli* abunda en heces humanas y animales, en heces recientes puede alcanzar concentraciones de 10⁹ unidades por gramo.

Se encuentra también en aguas residuales que han recibido contaminación fecal reciente, ya sea de humanos, animales o pájaros (OMS, 1995; Rice, 1999).

La Norma UNIT 833 establece para el agua tratada, Tabla 7.14:

Parámetro	VMP	Unidad
Coliformes totales	Ausencia en 100 ml	---
Coliformes fecales (termotolerantes) o <i>Escherichia coli</i>	Ausencia en 100 ml	---
<i>Pseudomonas aeruginosa</i>	Ausencia en 10 ml	---
Heterotróficos a 35° C	500	ufc/ml

Tabla 7.14 Parámetros microbiológicos según Norma UNIT 833

A los efectos de analizar la aceptabilidad del sistema de distribución, el agua distribuida debe cumplir según Norma UNIT 833, con los requisitos de Tabla 7.15

AGUA DISTRIBUIDA	
Consideraciones estadísticas:	
Coliformes totales	a) Para sistemas de abastecimiento que analizan 40 o más muestras mensuales, debe cumplirse ausencia en 100 mL, en el 95% de las muestras examinadas en el mes. b) Para sistemas que analizan menos de 40 muestras por mes, solamente 1 muestra mensual puede presentar resultado positivo en 100 mL. En ningún caso se acepta la presencia de Coliformes termotolerantes o <i>Escherichia coli</i>.

Tabla 7.15 Coliformes Totales según La Norma UNIT 833

En la Tabla 7.16 se presentan los resultados de los análisis proporcionados por el Laboratorio Central de OSE. Estos se presentan según su Número Máximo Probable (NMP) en 100 ml, tanto de coliformes totales (CT) como de coliformes termotolerantes comprendidos en *Escherichia Coli* (E.C).

Nº Muestra	Cód. Pto. Extracción	F.Extracción	CT NMP/100 mL	E. c. NMP/100 mL
120000992	4899	23/01/2012 9:00	>2400	24
120009865	4899	21/08/2012 11:00	Anulado	Anulado
130000651	4899	14/01/2013 8:15	Anulado	Anulado
130009613	2843	25/07/2013 9:00	1500	160
140008707	4899	20/03/2014 9:00	17000	130
140021535	2843	21/07/2014 9:00	24000	410

Tabla 7.16 Parámetros microbiológicos. Laboratorio Central de OSE

Como se observa en la tabla, los ensayos correspondiente a la fecha de extracción de agosto del 2012 y enero del 2013 no se realizaron debido a que se sobrepasó el tiempo de conservación de la muestra para realizar dichos ensayos, según lo detallado en planillas brindadas por el Laboratorio Central de OSE.

Según la legislación, la concentración de “Coliformes fecales” (coliformes termotolerantes) en agua superficial no debe exceder de 2000 UFC/100 ml en ninguna de al menos 5 muestras consecutivas y la media geométrica de 5 muestras (MG5) no debe superar las 1000 UFC/100ml para clasificarse de buena calidad.

En estas campañas de medición se determinó la concentración de coliformes totales junto con la concentración de *Escherichia Coli* en 100 ml. La *Escherichia Coli* es un grupo de coliformes termo tolerantes, por lo que comparando los resultados con la legislación vigente, se podría decir que el agua bruta cumple con la misma. Recordar que el los coliformes termo resistentes distintos de *Escherichia Coli* pueden proceder (además de su origen fecal) también de aguas orgánicamente enriquecidas, por ejemplo algunos efluentes industriales; por esto mismo el término “coliformes fecales” no es correcto.

A pesar de cumplir con la legislación vigente, es de suma importancia lograr que se lleve una correcta eficiencia de remoción de estas bacterias de manera de garantizar la calidad del agua suministrada a la población.

7.4.7 Metales

Los metales analizados en este estudio son: hierro, manganeso, zinc, sodio, plomo, arsénico, cadmio, cromo y cobre. Éstos constituyen elementos traza de gran importancia, pero en dosis superiores a las requeridas se convierten en tóxicos de efectos adversos para animales y humanos. Los metales pueden ser incorporados a la biomasa animal mediante el consumo de

organismos de niveles tróficos inferiores que contengan estos compuestos y así bioacumularse y magnificarse en la trama trófica.

A continuación se presenta los resultados de las campañas de muestreo del año 2012,2013 y 2014 en cuanto a las concentraciones de metales en el agua bruta del río Tacuarembó Chico.

Cód. Pto. Extracción	F.Extracción	Mn mg/L	Zn mg/L	Na mg/L	Pb mg/L	As mg/L
4899	23/01/2012 9:00	0,09	0,12	9,7	<0,002	<0,005
4899	21/08/2012 11:00	0,04	<0,04	8,9	<0,002	<0,005
4899	14/01/2013 8:15	0,04	0,06	6,4	<0,002	<0,005
2843	25/07/2013 9:00	<0,03	<0,04	6,2	<0,002	<0,005
4899	20/03/2014 9:00	0,03	0,11	5,4	<0,002	<0,005
2843	21/07/2014 9:00	<0,03	0,05	3,3	0,002	<0,005
		Cd mg/L	Cr mg/L	Cu mg/L	Fe mg/L	
4899	23/01/2012 9:00	<0,0004	<0,002	<0,06	0,36	
4899	21/08/2012 11:00	<0,0004	0,005	<0,06	4,9	
4899	14/01/2013 8:15	<0,0004	0,002	0,08	0,46	
2843	25/07/2013 9:00	0,0005	<0,002	<0,06	1,1	
4899	20/03/2014 9:00	<0,0004	<0,002	<0,06	0,62	
2843	21/07/2014 9:00	<0,0004	0,005	<0,06	2,1	

Tabla 7.17 Metales. Laboratorio Central de OSE

El **hierro** es un elemento abundante en la corteza terrestre, pero existe generalmente en concentraciones menores en los sistemas de agua naturales. La forma y la solubilidad del hierro en las aguas naturales son fuertemente dependiente del pH y del potencial de oxidación-reducción del agua.

Las aguas superficiales en un rango normal de pH de 6 a 9 rara vez cuentan con más de 1 mg de hierro disuelto por litro. En sistemas de aguas subterráneas afectadas por la minería, miden rutinariamente las cantidades de hierro que pueden ser de cientos de mg/l.

Es el precipitado férrico el causante de coloraciones naranjas en el agua, esta coloración junto con sabores y olores pueden hacer que el agua no sea deseable para el uso doméstico, esto se da cuando los niveles superan los 0,3 mg/l. Dado que se utilizan compuestos de hierro en el tratamiento de aguas, la Organización Mundial de la Salud (1984) ha propuesto un valor de referencia de 0,3 mg/l en el agua de consumo. (GEMS/Water, 1992)

De acuerdo con la Norma UNIT 833, la concentración de Fe en agua potable debe ser menor a 0,3 mg/l, al igual a la establecida por la OMS. Pero no hay recomendaciones sobre concentraciones para aguas naturales, debido a la variabilidad de este parámetro en función de las características del suelo y geología de la cuenca.

Los niveles de Fe en el río Tacuarembó Chico presentaron concentraciones entre 0,36 y 4,9 mg/l.

Considerando que el pH del agua tiene un rango entre 7 y 8 aproximadamente, los valores de Fe fueron superiores a los esperados de acuerdo con la referencia de GEMS/Water (1992). Es posible que estos valores estén determinados por el tipo de suelo y geología de la cuenca, según los cuales pueden registrar altos valores de concentración en el agua natural sin que constituya un contaminante.

Los niveles de **plomo y arsénico** se mostraron por debajo del mínimo valor detectable, siendo dicho valor admisible tanto para la clasificación del cuerpo de agua en **clase 3** como para prescindir de su tratamiento en las etapas del proceso de potabilización.

En cuanto al **manganeso** el decreto 253/79 y modificativos no fija un valor para este parámetro para cuerpos de agua clasificados como clase 3. En este caso la concentración de manganeso se

encuentra en el rango de 0,03 a 0,09 mg/L. La Norma UNIT 833 fija para agua tratada, un valor límite de 0,1 mg/L, y advierte que concentraciones mayores de 0,4 mg/L pueden ser perjudiciales a la salud.

En cuanto al **sodio** el decreto 253/79 y modificativos no fija un valor para este parámetro para cuerpos de agua clasificados como clase 3. En este caso la concentración máxima que se obtiene es de 9,7 mg/L. La Norma UNIT 833 fija para agua tratada, un valor límite de 200 mg/L.

El decreto 253/79 y modificativos fija como valor máximo para el **chromo** 0,05mg/L. Si se observa la Tabla 7.17 este valor no es superado en ninguna muestra.

Para el **cobre**, el decreto 253/79 y modificativos fija como valor máximo 0,2 mg/L. Si se observa la Tabla 7.17 este valor no es superado en ninguna muestra.

El **cadmio**, puede ser encontrado mayoritariamente en la corteza terrestre, en combinación con el **Zinc**. La presencia del zinc en el agua potable puede deberse al deterioro de las tuberías de hierro. En tales casos puede darse también la presencia de plomo y cadmio por ser impurezas del zinc, usadas en galvanización. También puede deberse a la contaminación con agua de desechos industriales.

De forma natural grandes cantidades de Cadmio son liberadas al ambiente. La mitad es liberada en los ríos a través de la descomposición de rocas y el resto puede ser liberado por las actividades humanas, como es la manufacturación.

Las aguas residuales con Cadmio procedentes de las industrias terminan mayoritariamente en suelos. Debido a las regulaciones que se han ido implementando, sólo una pequeña cantidad de Cadmio debería encontrarse en la actualidad en el agua a través del vertido de aguas residuales de casas o industrias, también se pueden encontrar debido a la producción de fertilizantes fosfatados artificiales.

El decreto 253/79 en el caso del **cadmio y zinc** fija como límite máximo 0,001 mg/L y 0,03mg/L respectivamente. Si se observa la Tabla 7.17 los valores de cadmio no superan el límite establecido por el decreto. Para el zinc se supera en la mayoría de las muestras.

Es de suma importancia controlar estos parámetros ya que en concentraciones superiores a las establecidas pueden llegar a ser una fuente de riesgos para la salud de la población.

7.4.8 Parámetros hidrobiológicos

Pueden causar interferencias con los procesos de tratamiento (obstrucción de filtros), ser fuente de olores y sabores, de toxicidad, y representar una carga orgánica para las redes de distribución.

ZOOPLANKTON: Protozoarios, Copépodos, Crustáceos, Nemátodos

FITOPOLANKTON: Algas verdes, Algas Azules (cianofíceas o cianobacterias), Diatomáceas.

En cuanto a la calidad hidrobiológica, la Norma Interna de OSE (2007), establecía, en su apartado 5.1.2

COMPONENTES PLANCTONICOS DIFERENCIADOS		
Organismo	VMR	Observaciones
Cianobacterias potencialmente tóxicas	Ausencia en 25 mL	Las cianobacterias son productoras potenciales de cianotoxinas, por lo que se debe prestar especial atención al valor recomendado. El análisis hidrobiológico cuali-cuantitativo permite la identificación y recuento de cianobacterias, pero no mide la toxicidad que puedan llegar a producir estas algas (ver Tabla 5 – B.3)

Tabla 7.18. Parámetros hidrobiológicos. Norma Interna de OSE 2007

COMPONENTES PLANCTONICOS NO DIFERENCIADOS		
Organismo	VMR	Observaciones
Algas, actinomicetes, rotíferos, copépodos, dáfnidos, insectos, nemátodos, hongos, diatomeas, cianobacterias no tóxicas, otros	Ausencia en 25 mL	Según las Guías OMS/ 2004 Cap. 10.1.1 estos organismos no presentan riesgo para la salud pública, pero se recomienda evitar su presencia, por generar modificaciones diversas en la calidad del agua (turbiedad, sabor y olor).

Tabla 7.19 Parámetros hidrobiológicos. Norma Interna de OSE 2007

Actualmente la Norma UNIT 833 en su apartado 5.2 de parámetros biológicos, indica que el agua potable no debe contener organismos en cantidades que afecten las características sensoriales del agua o sean peligrosos para la salud, tales como:

- Algas potencialmente tóxicas;
- Rotíferos, copépodos, dáfnidos, helmintos, insectos.

El decreto 253/79 y modificativos no establece límites para estos parámetros.

En cuanto a estos parámetros, en las campañas realizadas en el río Tacuarembó Chico durante los años 2012, 2013 y 2014, se analizaron entre otros: Fitoplancton total, zooplancton total, cianobacterias y valvas diatomeas, cada una con unidad de organismo/mL.

Cód. Pto. Extracción	F.Extracción	Vol. Lectura mL	Fito.total Org/mL	Zoo.total Org/mL	Cianobact. Org/mL	ValvasDiató Org/mL
4898	06/02/2012 16:35	5	266,9	<15,7	<15,7	31,4
2843	06/02/2012 16:00	5	109,9	<15,7	<15,7	31,4
4898	25/09/2012 14:30	10	321,5	48	-----	107,1
2843	25/09/2012 13:30	10	143,8	48,6	-----	154,7
4898	17/12/2012 9:40	5	187,7	31,8	-----	-----
2843	17/12/2012 10:10	5	440,4	31,8	-----	31,4
4898	25/04/2013 10:00	5	1301,7	32,6	16,1	-----
2843	25/04/2013 10:05	5	331,3	<0,4	<0,4	-----
4898	17/09/2013 8:45	5	291	21,3	4	-----
4899	17/09/2013 8:50	5	216,6	32,6	136	-----
4898	21/04/2014 10:00	5	1,2	0,4	-----	0,8
2843	21/04/2014 9:05	5	6	<0,08	-----	9,2
4898	15/09/2014 10:05	10	9,6	0,6	0,2	18,8
4899	15/09/2014 10:05	5	7,6	0,8	-----	15,6

Tabla 7.20 Parámetros Hidrobiológicos. Laboratorio Central de OSE

Las **cianobacterias** son bacterias fotosintéticas que comparten algunas propiedades con las algas: en particular, que poseen clorofila A y que liberan oxígeno durante la fotosíntesis. Las primeras especies que se descubrieron eran de color verdeazulado, por lo que se conocen comúnmente como “algas verdeazuladas”, aunque producen diversos pigmentos, de modo que muchas presentan colores que van del verde azulado al pardo amarillento y al rojo. La mayoría de las cianobacterias son fotótrofos aerobios, pero algunas presentan crecimiento heterótrofo. Pueden crecer como células independientes, o formando filamentos o colonias multicelulares. Pueden clasificarse, hasta el nivel de género, basándose en el análisis microscópico de su morfología. Algunas especies forman floraciones o capas de verdín en la superficie del agua, mientras que otras permanecen suspendidas en la masa de agua y otras proliferan en el fondo (bentos).

Algunas cianobacterias son capaces de fijar el nitrógeno molecular disuelto en el agua. La característica más destacada de las cianobacterias, en términos de su repercusión sobre la salud pública, es que hay diversas especies que pueden producir toxinas. Cada toxina tiene propiedades específicas, y algunos de sus efectos perjudiciales específicos son daños hepáticos, neurotoxicidad y oncogenia. Algunos síntomas agudos notificados tras la exposición son: trastornos digestivos, fiebre e irritaciones de la piel, los oídos, los ojos, la garganta y el aparato respiratorio. Las cianobacterias no proliferan en el organismo humano, de modo que no son infecciosas. Algunas condiciones medioambientales, como la luz solar, las temperaturas cálidas, la baja turbulencia y las altas concentraciones de nutrientes, pueden favorecer su proliferación. Ésta puede ocasionar, en función de la especie, una coloración verdosa del agua por la alta densidad de células suspendidas, o, en algunos casos, la formación de capas superficiales de verdín. Estas acumulaciones de células pueden generar altas concentraciones de toxinas.

El principal peligro de muchas de las cianotoxinas es la exposición repetida o crónica; no obstante, en algunos casos es más importante la toxicidad aguda (por ejemplo, en el caso de las lyngbyatoxinas, y las neurotoxinas saxitoxina y anatoxina). Han fallecido personas por el uso en diálisis renal de agua tratada inadecuadamente que contenía concentraciones altas de cianotoxinas. La exposición dérmica puede producir irritaciones de la piel y de las mucosas, así como reacciones alérgicas.

En la mayoría de las aguas superficiales hay concentraciones pequeñas de cianobacterias, pero en condiciones ambientales propicias pueden producirse “floraciones” con una gran densidad de cianobacterias. La eutrofización (aumento del crecimiento biológico asociado a un aumento de la concentración de nutrientes) puede favorecer la aparición de floraciones de cianobacterias. (Fuente: Guías para la calidad del agua potable, OMS)

7.5 Parámetros brindados por el Laboratorio Central de OSE. Agua Tratada.

A continuación se presentarán los resultados de las campañas de muestreo realizadas por el Laboratorio Central de OSE en el año 2014 en el agua a elevar. Dichas muestras se tomaron de los tanques de agua tratada previa a su elevación a la ciudad de Tacuarembó. Se cuenta también con los resultados de los muestreos realizados en este punto en los años 2012 y 2013.

Durante el año 2014 se realizaron 13 muestreos del agua a elevar, prácticamente se tomó una muestra por mes para determinar la calidad del agua a elevar en cuanto a parámetros físicoquímicos.

N° Muestra	Cód. Pto. Extracción	F.Extracción	Olor	Color UPT-Co	Turb. insitu NTU	Turbidez NTU	pH Unid.de PH	Cloro Libre insitu mg/L
140002004	559	20/01/2014 8:40	Característico	<5	0,4	0,4	7,3	0,8
140005091	559	17/02/2014 8:45	Característico	<5	0,2	0,2	7,1	1,5
140008708	559	20/03/2014 9:00	Característico	<5	0,7	0,7	7	1,5
140011810	559	21/04/2014 9:00	Característico	<5	0,4	0,3	6,9	1
140015004	559	19/05/2014 9:30	Característico	<5	0,4	0,4	6,6	0,7
140018155	559	16/06/2014 10:00	Característico	<5	0,5	0,3	7	1
140021522	559	21/07/2014 9:20	Característico	<5	0,9	1,1	6,7	0,9
140024808	559	18/08/2014 10:00	Característico	<5	0,6	0,3	7,2	2
140028721	559	15/09/2014 10:05	Característico	<5	0,7	0,6	7,3	1,1
140032918	559	13/10/2014 10:30	Característico	<5	1	0,9	6,9	1,8
140037880	559	12/11/2014 10:00	Característico	<5	0,5	0,6	7,3	0,7
140040243	559	27/11/2014 9:45	Característico	<5	0,6	0,4	7,5	1
140042148	559	10/12/2014 10:00	Característico	<5	0,6	0,6	7,1	1,4
N° Muestra	Cód. Pto. Extracción	F.Extracción	Cond.25°C µS/cm	NO3 mg/L	NO2 mg/L	NH4 mg/L	NT mg/L	Fosf. mg/L
140002004	559	20/01/2014 8:40	307	<2	<2	<0,4	-----	-----
140005091	559	17/02/2014 8:45	231	<2	<2	<0,4	-----	-----
140008708	559	20/03/2014 9:00	235	<2	<2	<0,4	0,3	<0,03
140011810	559	21/04/2014 9:00	219	<2	<2	<0,4	-----	-----
140015004	559	19/05/2014 9:30	240	-----	-----	<0,4	-----	-----
140018155	559	16/06/2014 10:00	186	-----	-----	-----	-----	-----
140021522	559	21/07/2014 9:20	168	-----	-----	<0,4	0,2	<0,02
140024808	559	18/08/2014 10:00	274	-----	-----	-----	-----	-----
140028721	559	15/09/2014 10:05	174	-----	-----	-----	-----	-----
140032918	559	13/10/2014 10:30	158	-----	-----	<0,4	-----	-----
140037880	559	12/11/2014 10:00	240	-----	-----	-----	-----	-----
140040243	559	27/11/2014 9:45	264	-----	-----	-----	-----	-----
140042148	559	10/12/2014 10:00	168	-----	-----	-----	-----	-----

Tabla 7.21 Parámetros físicoquímicos y Nutrientes en Agua Tratada. Laboratorio Central de OSE

Como se mencionó anteriormente, al Norma UNIT 833 establece para el parámetro de **turbiedad** del agua tratada tenga un valor menor o igual a 1 NTU (valor guía menor a 0,5 NTU), para favorecer la remoción de microorganismos patógenos. Observando los resultados de las campañas de muestreo del 2014, en cuanto a este parámetro, se puede ver que todos cumplen el valor límite de 1 NTU fijado, tanto la turbiedad medida in situ como la turbiedad medida en el laboratorio. Además se tiene que el 50% de las muestras dieron valores menores a 0,5 NTU, lo que demuestra a priori, que se está obteniendo un agua de buena calidad en cuanto a este parámetro, respetando lo establecido.

Las guías para la calidad del agua potable OMS (2011) no establecen ningún límite de **Color** basado en aspectos de salud, pero recomiendan un máximo de **15 U.Pt-Co** para no provocar quejas de los usuarios (aspecto organoléptico). Según lo presentado en la tabla anterior los valores en cuanto a este parámetro son menores a 5 U.Pt-Co en el total de las muestras analizadas.

El **pH**, se debe ubicar en el rango entre 6,5 y 8,5 y, por lo observado en la tabla de resultados, se cumple lo establecido.

En cuanto a la concentración de **cloro libre** en el agua tratada, la Norma UNIT 833 fija como máximo 2,5 mg/L. Observando la Tabla 7.21 se ver que se cumple con lo establecido, en los análisis realizados la concentración de cloro libre va desde 0,7 mg/L como mínimo, hasta 2 mg/L.

La Norma UNIT 833 decreta como máximo permitido para el nitrato (NO_3^-) un valor de 50 mg/L. En tanto para el nitrito (NO_2^-) un valor máximo permitido de 0,2 mg/L. Según lo observado en la Tabla 7.21 los valores determinados en las campañas de muestreo realizadas en el año 2014, son valores menores a 2 mg/L. En cuanto al amonio, la Norma fija un valor máximo permitido igual a 1,5 mg/L, según lo determinado en las campañas de medición este valor se encuentra por debajo de 0,4 mg/L.

7.5.1 Parámetros microbiológicos en el agua tratada

En la Tabla 7.22 se observan los resultados obtenidos en las campañas de muestreo realizadas en el año 2014, en cuanto a parámetros microbiológicos para el agua a elevar.

Además de determinar la presencia de coliformes totales (CT) y Coliformes termotolerantes a través de *Escherichia coli*, se determinó la presencia de *Pseudomonas aeruginosa*.

Nº Muestra	Pto. Extracción	F.Extracción	C.T en 100 mL	E coli en 100 mL	P. aerug en 10 mL
140002004	559	20/01/2014 8:40	Ausencia	Ausencia	Ausencia
140005091	559	17/02/2014 8:45	Ausencia	Ausencia	Ausencia
140008708	559	20/03/2014 9:00	Ausencia	Ausencia	Ausencia
140011810	559	21/04/2014 9:00	Ausencia	Ausencia	Ausencia
140015004	559	19/05/2014 9:30	Ausencia	Ausencia	Ausencia
140018155	559	16/06/2014 10:00	PRESENCIA	Ausencia	Ausencia
140021522	559	21/07/2014 9:20	Ausencia	Ausencia	Ausencia
140024808	559	18/08/2014 10:00	Ausencia	Ausencia	Ausencia
140028721	559	15/09/2014 10:05	Ausencia	Ausencia	Ausencia
140032918	559	13/10/2014 10:30	Ausencia	Ausencia	Ausencia
140037880	559	12/11/2014 10:00	Ausencia	Ausencia	Ausencia
140040243	559	27/11/2014 9:45	Ausencia	Ausencia	Ausencia
140042148	559	10/12/2014 10:00	Ausencia	Ausencia	Ausencia

Tabla 7.22 Parámetros Microbiológicos en Agua Tratada. Laboratorio Central de OSE

En cuanto a la presencia de coliformes totales, fueron detectados en la muestra del 16 de junio del 2014, sin embargo las demás muestras arrojaron ausencia en cuanto a este parámetro microbiológico. Para la presencia de *Escherichia coli* y *pseudomonas aeruginosa* también verifico la ausencia de estas en las muestras analizadas.

7.5.2 Metales en el agua tratada

En la Tabla 7.23 Metales en Agua Tratada. Laboratorio Central de OSE se presentan las campañas de muestreo del año 2014, en las mismas se analizó la concentración de aluminio en el agua a elevar.

Nº Muestra	Cód. Pto. Extracción	F.Extracción	Al mg/L
140002004	559	20/01/2014 8:40	0,02
140005091	559	17/02/2014 8:45	0,08
140008708	559	20/03/2014 9:00	0,05
140011810	559	21/04/2014 9:00	0,07
140015004	559	19/05/2014 9:30	0,06
140018155	559	16/06/2014 10:00	0,05
140021522	559	21/07/2014 9:20	0,11
140024808	559	18/08/2014 10:00	0,06
140028721	559	15/09/2014 10:05	0,06
140032918	559	13/10/2014 10:30	0,28
140037880	559	12/11/2014 10:00	0,06

Tabla 7.23 Metales en Agua Tratada. Laboratorio Central de OSE

Se observa que para la muestra tomada el 13 de octubre del 2014, la concentración de aluminio en el agua tratada excede lo establecido por la Norma, la cual establece como límite máximo 0,2mg/L y para dicha muestra el valor es 0,28mg/L. Se recuerda que el aluminio se encuentra en el coagulante utilizado para el tratamiento del agua (sulfato de aluminio), por lo que un exceso en la dosis de aplicación de este, estaría explicando el valor de 0,28mg/L en ese día en particular.

Breve reseña del aluminio:

El aluminio es el elemento metálico más abundante y constituye alrededor del 8% de la corteza terrestre. Es frecuente la utilización de sales de aluminio en el tratamiento del agua como coagulantes para reducir el color, la turbidez, y el contenido de materia orgánica y de microorganismos. Este uso puede incrementar la concentración de aluminio en el agua tratada; una concentración residual alta puede conferir al agua color y turbidez no deseables. La concentración de aluminio que da lugar a estos problemas es, en gran medida, función de varios parámetros de calidad del agua y factores relativos al funcionamiento de la planta de tratamiento del agua.

Se reconocen los efectos beneficiosos del uso de aluminio como coagulante en el tratamiento del agua. Teniendo esto en cuenta, y también los posibles efectos perjudiciales para la salud del aluminio (es decir, su posible neurotoxicidad), se calcula una concentración factible, basada en la optimización del proceso de coagulación en plantas de tratamiento de agua de consumo que utilizan coagulantes que contienen aluminio, para reducir al mínimo las concentraciones de aluminio en aguas tratadas. Existen varios métodos para reducir al mínimo las concentraciones residuales de aluminio en aguas tratadas: realizar el proceso de coagulación a un pH óptimo, evitar el uso de dosis excesivas de aluminio, diluir el coagulante adecuadamente en el lugar de aplicación, ajustar la velocidad de las paletas en la floculación a su valor óptimo, y filtrar de forma eficiente el flóculo de aluminio. En condiciones operativas adecuadas, la concentración de aluminio puede reducirse hasta 0,1 mg/l o menos en instalaciones de gran tamaño. En instalaciones pequeñas (como las que dan servicio a poblaciones de menos de 10 000 personas) puede ser difícil alcanzar esta concentración, ya que las plantas pequeñas tienen poca capacidad para amortiguar las fluctuaciones en la operación; y un acceso limitado a los conocimientos necesarios para solucionar problemas operativos específicos. En estas instalaciones pequeñas, es factible alcanzar una concentración de 0,2 mg/l o menos de aluminio en el agua tratada.

7.6 Conclusiones acerca de la calidad del agua.

En cuanto a la serie de datos de promedios mensuales de parámetros fisicoquímicos, que se analizaron se puede decir que:

- Para el agua bruta se encontró una relación entre la turbiedad y la precipitación efectiva. Se observó que una de las causas del aumento de turbiedad del agua bruta en los meses analizados, es debido a que dichos meses fueron muy lluviosos, con precipitación efectiva considerable. En los gráficos presentados se observó un comportamiento similar entre la precipitación efectiva y la turbiedad.
- Se vio además que el río Tacuarembó Chico presenta un promedio anual de turbiedad que varía entre 20 y 25 NTU, estando por debajo de lo establecido por el Decreto 253/79 y modificativos, el cual fija 50 NTU para cuerpos de agua clase 3.

- En cuanto a la alcalinidad, se pudo observar que en meses lluviosos esta decrece, lo cual es de esperar ya que la lluvia posee pH menor a 7 (entre 5 a 5,5), disminuyéndole al agua bruta la capacidad de neutralizar un ácido.
- En cuanto al pH, se observó una variación que se encuentra en un intervalo entre 7 y 7,5 aproximadamente, ubicándose dentro del intervalo que recomienda el Decreto 253/79 y modificaciones.
- Como información adicional, sería conveniente que en Planta se determine de manera periódica los parámetros de temperatura y color del agua bruta, antes del ingreso a la Planta, ya que hoy en día no se realiza un seguimiento de estos dos parámetros.
- En cuanto al análisis de los parámetros fisicoquímicos que se le realizó al agua tratada, se puede decir que los promedios mensuales de la turbiedad (en los años analizados) se encuentran por debajo del límite máximo establecido en la Norma UNIT 833. Al igual que para el agua bruta, sería bueno realizar un seguimiento de la temperatura del agua a elevar, tarea que no se realiza hoy en día. En cuanto al pH, se observó que ronda entre los 6,9 a 7,1 para el agua tratada.

A partir de los datos brindados por el Laboratorio Central de OSE en cuanto a análisis de agua bruta, proveniente del río Tacuarembó Chico se pudo concluir que:

- Los valores de turbiedad se encuentran por debajo del valor máximo fijado por la normativa. Son valores esperables habiendo observado los promedios mensuales analizados anteriormente.
- Los valores de alcalinidad y pH se encuentran entre los valores esperables.
- A pesar de que el TOC no integra la lista de parámetros limitados por las normas, sirve para indicar y evaluar las operaciones de tratamiento de agua, por lo que su medición y control estaría aportando información adicional a los parámetros medidos.
- En cuanto al color, al ser un indicador de la presencia de material orgánico degradado, al igual que el TOC, está aportando información adicional. Dicho parámetro es medido por parte del Laboratorio Central de OSE pero no es medido periódicamente en Planta.
- Es muy útil el seguimiento que se le realiza a parámetros como: sabor y olor, dureza, cloruros, nutrientes, UVA-254nm y SUVA.
- En cuanto a los nutrientes analizados, se determinó que el contenido de fósforo en el agua bruta, en todas las campañas de medición realizadas entre el año 2012 y 2014 inclusive, presentaron valores que superan lo establecido en el Decreto 253/79 y modificaciones. Se recuerda que el límite máximo establecido por tal Decreto es de 0,025mg/L, mientras que una de las campañas de muestreo dio 0,09mg/L.
- Según la legislación, la concentración de “Coliformes Fecales” en agua superficial no debe exceder de 2000 UFC/100 ml en ninguna de al menos 5 muestras consecutivas y la

media geométrica de 5 muestras (MG5) no debe superar las 1000 UFC/100ml para clasificarse como de buena calidad. Según los datos presentados en la Tabla 7.16 el agua bruta cumple con lo establecido por la legislación en cuanto a este parámetro.

Según lo analizado por el Laboratorio Central de OSE, en cuanto a calidad de agua tratada, se concluyó:

- La turbiedad se encuentra por debajo del límite máximo establecido por norma UNIT 833, solamente en una de las campañas de muestreo se obtuvo un valor de turbiedad igual al límite fijado por OSE de 1 NTU.
- Las guías de calidad del agua potable OMS (2011) recomiendan un valor máximo de color para el agua potable igual a 15UPt-Co para no provocar quejas en los usuarios (aspecto organoléptico), para el agua a elevar a la población se obtuvieron valores menores a 5UPt-Co para todas las campañas de muestreo realizadas.
- En cuanto al cloro libre, se obtuvieron valores entre 0,7 a 2 mg/L. Se recuerda que la Norma Unit 833 establece como máximo 2,5mg/l.
- En cuanto a parámetros microbiológicos, estos presentaron ausencia en todas las muestras analizadas. Solamente en una de las muestras se identificó presencia de coliformes totales en 100ml, indicando esto alguna falla en el sistema de tratamiento, sin embargo, en esa misma muestra no se detectaron coliformes termotolerantes ni pseudomonas aeruginosa.
- En el análisis de concentración de metales en el agua bruta, se detectó un valor por encima de lo establecido por la Norma en cuanto a la concentración de aluminio. Esto pudo haber sido por una dosificación inadecuada de coagulante, lo cual elevó la concentración de aluminio en el agua tratada. Se recomienda un seguimiento continuo por medio de ensayos de jarras (Jar-Test) del agua bruta, para no tener grandes desviaciones de la dosis optima de coagulante a dosificar.
- En cuanto a las campañas de medición realizadas por el Laboratorio Central de OSE, se observó que se realizan dos campañas de muestreo por año del agua bruta y del agua tratada en Planta (agua a elevar), en las cuales se determinan la mayoría de los parámetros que sirven como control y evaluación del funcionamiento de la planta y calidad del río Tacuarembó Chico. Sería conveniente realizar campañas de muestreo con mayor periodicidad para evitar posibles episodios de quejas por parte de la población y tener disponible mayor información para predecir y actuar en el tratamiento para “amortiguar” los posibles cambios de calidad del cuerpo de agua.

Con los datos disponibles, se observó que se realiza un control periódico en varios puntos de la red de distribución y en los diferentes tanques de almacenamiento de la ciudad, proporcionándole a OSE información vital para el seguimiento de la variación de la calidad del agua potable en la red.

7.7 Evaluación de los efectos de la actividad forestal en la calidad de la fuente de agua

En el Uruguay se ha dado un aumento significativo de la actividad forestal en los últimos años, especialmente a partir de la promulgación de la ley N°15.939. El aumento de la forestación industrial se traduce en un aumento de la superficie territorial destinada a esta actividad, que pasó de 4500 hectáreas en 1990 a aproximadamente 1.700.000 hectáreas en la actualidad (según datos de Gabinete Productivo de Presidencia de la República).

De acuerdo a la última modificación del decreto 294/010, los suelos definidos de prioridad forestal abarcan una extensión de 4,2 millones de hectáreas. Teniendo en cuenta esto último y que la industria forestal se encuentra en pleno desarrollo, se puede prever que la superficie forestada seguirá creciendo durante los próximos años.

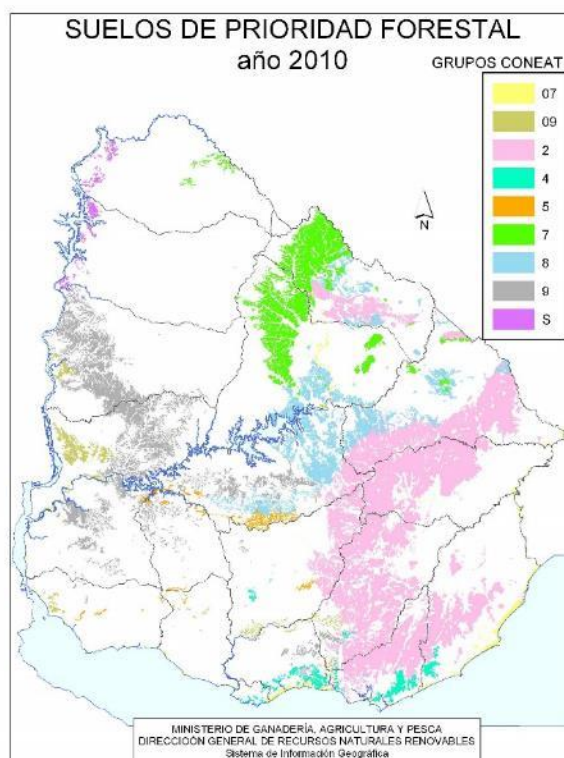


Figura 7.10 Suelos de prioridad forestal del Uruguay. Año 2010

Para conocer el efecto del aumento de la forestación en la calidad del agua del río Tacuarembó Chico, se determinó el área de la cuenca que podría pasar a destinarse a la forestación. Para esto, mediante la utilización del software ARCGIS, se determinó qué porción del área de la cuenca corresponde al área de prioridad forestal. Esta área corresponde aproximadamente al 30 % de la cuenca (ver Figura 7.11).

Para conocer qué parte del área definida como prioridad forestal se encuentra forestada actualmente, se utilizó la imagen satelital obtenida de la aplicación Google Earth (ver Figura 7.12). De dicha imagen se observa que el 2% del área de la cuenca está forestada. Por lo tanto el 28% del área total de la cuenca podría pasar a ser suelo forestado. Esto indicaría que en el peor de los escenarios (que toda el área de prioridad forestal efectivamente quede forestada), el área forestada no representa una parte significativa del total del área de la cuenca. Además observando la Figura 7.11 una parte del área destinada a la forestación se encuentra aguas abajo de la toma de la planta potabilizadora, por lo que los posibles efectos de este tipo de uso de suelo serían aun menores.

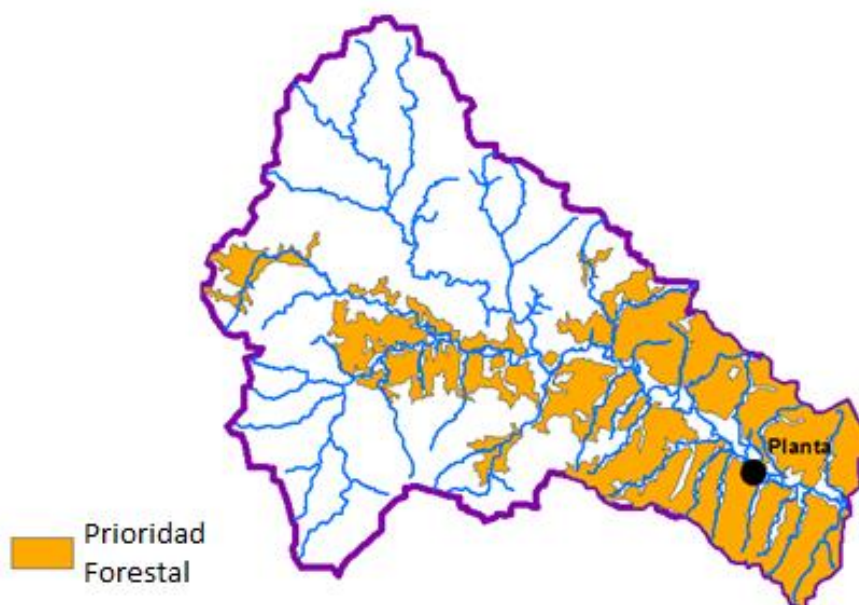


Figura 7.11 Zona de prioridad forestal en la cuenca del río Tacuarembó Chico

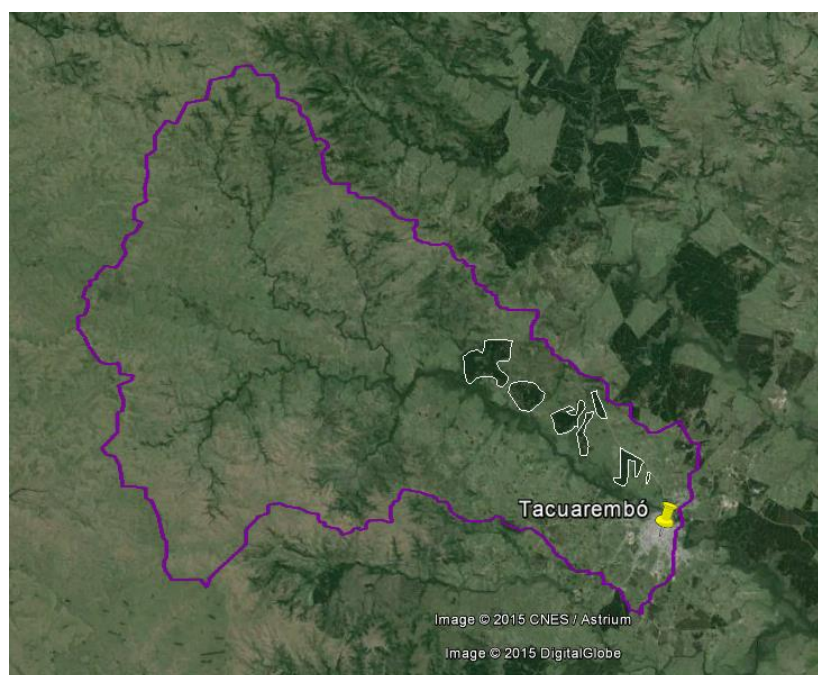


Figura 7.12 Área forestada de la cuenca

La forestación puede producir impactos en el ambiente, tanto en cantidad como en calidad. La contaminación de los cursos superficiales es el principal efecto de interés para este proyecto.

Se tomó como referencia los resultados del estudio del INIA (Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria), “Efectos de la Actividad Forestal sobre los Recursos Suelo y Aguas”, de noviembre de 2011. El mismo tenía como objetivo evaluar los efectos de la actividad forestal sobre la cantidad y calidad del recurso agua y la pérdida de suelo.

Si bien los resultados de dicho estudio son preliminares, se puede suponer que debido a un escenario de forestación, el pH del agua del río disminuya sin cambiar significativamente. En el estudio mencionado, en una cuenca en que se forestó toda el área, la media del pH descendió

0.2, por lo que se puede suponer que en el caso de Tacuarembó no descenderá más que dicho valor, manteniéndose en el rango fijado por el Decreto 253/79 y modificativos para cuerpos de agua destinados para potabilización. Recordar que el valor de pH en el río Tacuarembó Chico está entre 7 y 7.5.

En el peor de los escenarios la alcalinidad descendería 40 mg/l CaCO_3 , recordando que la alcalinidad media del río Tacuarembó Chico es de 90 mg/l CaCO_3 y que el consumo medio de alcalinidad debido a la dosificación de sulfato de aluminio (necesario para la coagulación, en el proceso de potabilización) es de 20 mg/l CaCO_3 , el efecto de la forestación no presentaría problemas para el proceso de potabilización. La planta cuenta con dosificación de ceniza de soda para la corrección de la alcalinidad.

La propuesta de mejora y ampliación de la planta potabilizadora de Tacuarembó incluye aumentar el control y frecuencia de muestreos de los parámetros, tanto para el agua bruta como para el proceso de potabilización, por lo que ante una variación significativa de la calidad del agua bruta, la planta tendría la capacidad de realizar correcciones en tiempo y forma sin afectar el producto final. A su vez la inclusión del tratamiento adicional detallado más adelante en este estudio, así como el aumento de la eficiencia del proceso de potabilización en todas sus etapas serían capaces de tratar agua aún en peores condiciones de las que se pueden prever para la forestación.

8 FUNCIONAMIENTO EN CONDICIONES ACTUALES

A continuación se evaluarán las diferentes etapas del tratamiento de la Planta convencional en las condiciones actuales de funcionamiento. Se dispone de información promedio mensual en cuanto a la cantidad y calidad de agua correspondientes al año 2014.

8.1 Cantidad de agua

8.1.1 Cantidad de agua en la Planta convencional

A continuación se estimó el caudal tratado por la Planta convencional donde posteriormente se evaluó el funcionamiento de las distintas etapas del tratamiento. Se presentan los valores de agua bruta bombeada a la planta en el año 2014.

A.B Planta convencional	A.B (m3/mes)	A.B (m3/d)	A.B (m3/h)	Promedio (m3/h)
Enero	447504.6	14435.6	601.5	543.3
Febrero	387399.2	13835.7	576.5	
Marzo	412983.3	13322.0	555.1	
Abril	397699.3	13256.6	552.4	
Mayo	396880.0	12802.6	533.4	
Junio	379208.4	12640.3	526.7	
Julio	391971.8	12644.3	526.8	
Agosto	403913.9	13029.5	542.9	
Setiembre	370735.3	12357.8	514.9	
Octubre	394289.0	12719.0	530.0	
Noviembre	368804.0	12293.5	512.2	
Diciembre	407167.0	13134.4	547.3	

Tabla 8.1 Agua Bruta tratada en la Planta Convencional. Año 2014

Para evaluar el funcionamiento de las unidades primarias de la planta se utilizó un $Q \equiv 545 \text{ m}^3/\text{h}$

8.1.2 Cantidad de agua en la UPA

Se poseen datos también del agua bruta que ingresa a la UPA. A continuación se presentan estos datos para el año 2014. Se estimó el porcentaje que corresponde al agua de la UPA y de la Planta convencional, del total del agua bruta que ingresa al sistema.

A.B UPA	A.B (m3/mes)	A.B (m3/d)	A.B (m3/h)	Promedio (m3/h)
Enero	62138.0	2004.5	83.5	91.8
Febrero	58791.5	2099.7	87.5	
Marzo	64216.4	2071.5	86.3	
Abril	63362.0	2112.1	88.0	
Mayo	63012.0	2032.6	84.7	
Junio	57676.2	1922.5	80.1	
Julio	61806.2	1993.7	83.1	
Agosto	62281.3	2009.1	83.7	
Setiembre	67943.1	2264.8	94.4	
Octubre	103894.0	3351.4	139.6	
Noviembre	62720.0	2090.7	87.1	
Diciembre	77488.0	2499.6	104.2	

Tabla 8.2 Agua Bruta tratada en la UPA. Año 2014

	% AB Planta convencional	% AB UPA
Enero	87.8	12.2
Febrero	86.8	13.2
Marzo	86.5	13.5
Abril	86.3	13.7
Mayo	86.3	13.7
Junio	86.8	13.2
Julio	86.4	13.6
Agosto	86.6	13.4
Setiembre	84.5	15.5
Octubre	79.1	20.9
Noviembre	85.5	14.5
Diciembre	84.0	16.0
Promedio	85.6	14.4

Tabla 8.3 Porcentaje de Agua Bruta tratada en la Planta Convencional y en la UPA

8.1.3 Relación entre Agua Bruta y Agua Elevada

A continuación se estudió la relación entre el agua elevada y el agua bruta que ingresa al tratamiento con el fin de determinar la cantidad de agua que se pierde en el proceso de potabilización. Es importante aclarar que el agua elevada proviene tanto del agua tratada por la Planta convencional como del agua tratada por la UPA.

	A.B Total (m ³)	A. Elevada (m ³)	% perdidas de A.B
Enero	509642.6	430454.9	15.5
Febrero	446190.7	371998.5	16.6
Marzo	477199.7	392431.1	17.8
Abril	461061.3	363729.0	21.1
Mayo	459892.0	378282.0	17.7
Junio	436884.6	358208.7	18.0
Julio	453777.9	370268.5	18.4
Agosto	466195.2	380632.8	18.4
Setiembre	438678.4	346709.3	21.0
Octubre	498183.0	392630.0	21.2
Noviembre	431524.0	381956.0	11.5
Diciembre	484655.0	406610.0	16.1
Promedio			17.8

Tabla 8.4 Relación entre Agua Bruta y Agua Tratada

Como se observa en la tabla anterior el porcentaje de pérdidas de agua en todo el sistema es aproximadamente un 18%. Este es un valor elevado para este tipo de plantas y es un aspecto que deberá estudiarse para su mejora.

8.2 Productos Químicos

A continuación se presentan los promedios mensuales de las dosis de productos químicos aplicados en el año 2014.

Dosis	Sulfato aluminio (g/m3)	Ceniza de soda (g/m3)	Cloro gas (g/m3)	Polielectrolito (g/m3)	Carbón activado (g/m3)
Enero	104.1	4.00	3.73	0.36	2.06
Febrero	159.3	31.0	3.91	0.17	3.77
Marzo	124.5	11.4	3.56	0.38	3.51
Abril	143.3	29.7	4.07	0.37	4.78
Mayo	134.8	27.0	3.69	0.46	5.04
Junio	140.6	15.3	2.94	0.37	0
Julio	138.0	26.1	2.84	0.39	1.43
Agosto	99.1	11.8	3.15	0.19	0.63
Setiembre	98.7	23.7	2.54	0.23	3.78
Octubre	118.4	24.5	2.85	0.25	2.68
Noviembre	101.7	24.2	3.44	0.25	4.13
Diciembre	93.4	20.0	3.47	0.14	1.41
Promedio	121.3	20.7	3.35	0.30	2.77

Tabla 8.5 Productos químicos utilizados en la Planta Convencional. Año 2014

8.3 Coagulación

8.3.1 Mecanismo de coagulación

El valor promedio de la dosis de coagulante aplicado para el año 2014 es 121 mg/l y sabiendo que el promedio de pH del agua bruta es 7.4, se puede determinar el tipo de coagulación que se da en la planta. Utilizando el diagrama de Amirtharajah y Mills se determina que el tipo de coagulación que se presenta es el de coagulación por barrido. Este es el mecanismo que predomina en los sistemas de tratamiento convencional.

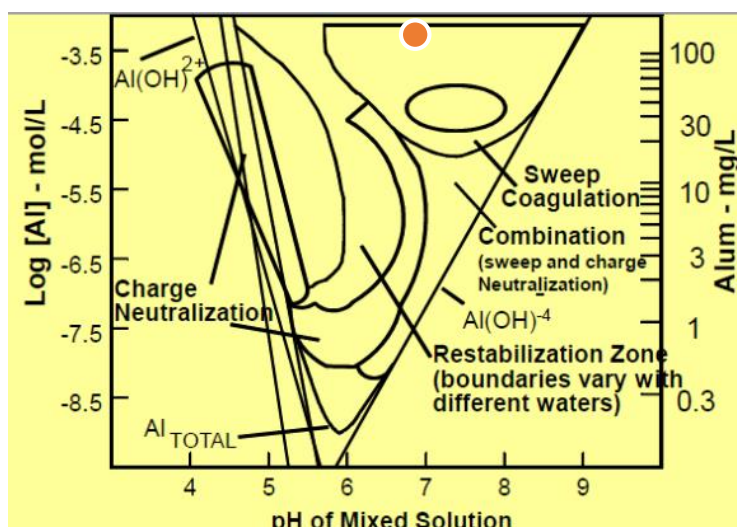


Tabla 8.6. Diagrama de Amirtharaiah y Mills

8.3.2 Concentración de la solución

Como ya se explicó anteriormente el coagulante que se aplica es sulfato de aluminio líquido. Se recibe en dos tanques exteriores y luego es conducido a tanques interiores en donde se realiza la dilución, en la sala de productos químicos. La concentración en estos últimos tanques es en porcentaje en volumen: $C = 5\%$ Lo que es equivalente a 50 gramos por litro de solución.

La bibliografía recomienda una concentración entre un 1% y un 5%, por lo que se encuentra dentro de los parámetros adecuados.

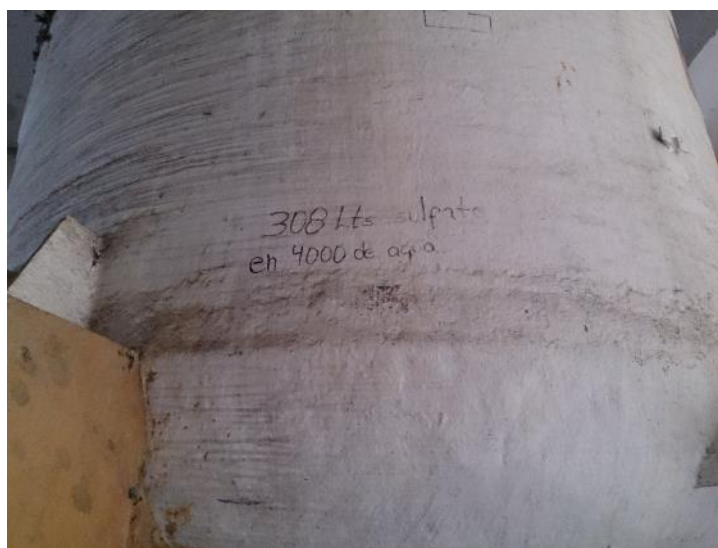


Figura 8.1. Tanque de dilución del Sulfato de Aluminio

En la anterior imagen se aprecia uno de los tanques de dilución del sulfato. Se puede observar que los operarios tienen la indicación de diluir 308 litros de sulfato comercial en 4000 litros. La densidad del sulfato de aluminio comercial es 1300 g/l y tiene una concentración del 50%, por lo tanto hay 650 gramos de sulfato puro por litro de sulfato. Eso significa que al agregar 308 litros de sulfato se estarán agregando 200000 gramos en 4000 litros de solución, por lo que en 1 litro de solución habrá 50 gramos. En conclusión, la concentración de la solución es 50 g/l. En soluciones poco concentradas significa que la concentración en porcentaje en volumen es $C=5\%$.

8.3.3 Mezcla rápida

La mezcla rápida se da en una cámara en la cual descargan dos tuberías, una inferior de hierro fundido ($\varnothing$ 400) y otra superior (también de $\varnothing$ 400) a la cual llega el caudal de las dos tuberías de $\varnothing$ 315 (ver capítulo 2).

La tubería de hierro fundido ingresa por la parte inferior de una cámara, creando así el denominado “hongo”, lugar donde se producen altos gradientes hidráulicos, aprovechando esa energía disipada para la dosificación del coagulante (sulfato de aluminio). En cuanto a las tuberías de PVC, estas se unen por intermedio de un múltiple descargando sobre la parte superior de la cámara.

Como se mencionó en el capítulo 2, la cámara de mezcla tiene un largo total de 1,70 metros y un ancho de 80 centímetros, al final de esta es donde se produce la dosificación del coagulante.

En cuanto al cálculo del gradiente de velocidad, el mismo no puede ser estimado ya que es un método de mezcla “casero” el cual, al parecer, es muy efectivo o al menos es suficiente para crear gradientes elevados para lograr una mezcla correcta de coagulante con el agua bruta.



Figura 8.2 Cámara de mezcla

8.4 Floculación

8.4.1 Introducción

La etapa de floculación sucede a la etapa de mezcla rápida anteriormente analizada. Esta etapa consiste en la agrupación de partículas desestabilizadas, de modo de que formen aglomeraciones mayores denominados floculos, para que la remoción de estos sea más sencilla debido a su mayor tamaño en etapas posteriores.

La velocidad con que se aglomeran las partículas para formar el floc está determinada por el número de contacto entre las mismas en la unidad de tiempo. Este número de contactos en un punto determinado del fluido en movimiento es directamente proporcional al gradiente de velocidad, a la concentración de partículas y al tamaño de las mismas. Por otra parte, según experiencias realizadas por Camp, la concentración del floc es inversamente proporcional al gradiente de velocidad y al tiempo de permanencia (T_r), esto quiere decir que es posible variar el volumen del floc cambiando la energía que se le comunique a la masa líquida o la permanencia en el floculador. Al aumentar el gradiente de velocidad el floc se hace más pequeño pero a la vez más compacto, teniendo una mayor velocidad de sedimentación. Por el contrario, el floc producido con baja velocidad de agitación es grande y esponjoso y sedimenta con dificultad.

La floculación puede ser realizada con mezcla hidráulica o mecánica. Dentro de floculadores hidráulicos los más utilizados son los de chicanas, los cuales pueden ser de flujo horizontal, donde el agua realiza un giro de 180° en la horizontal al final de cada chicana; o de flujo vertical donde el agua asciende y desciende 180° en la vertical al final de cada chicana. En la Figura 8.3y la Figura 8.4 se muestra ambos sistemas citados.

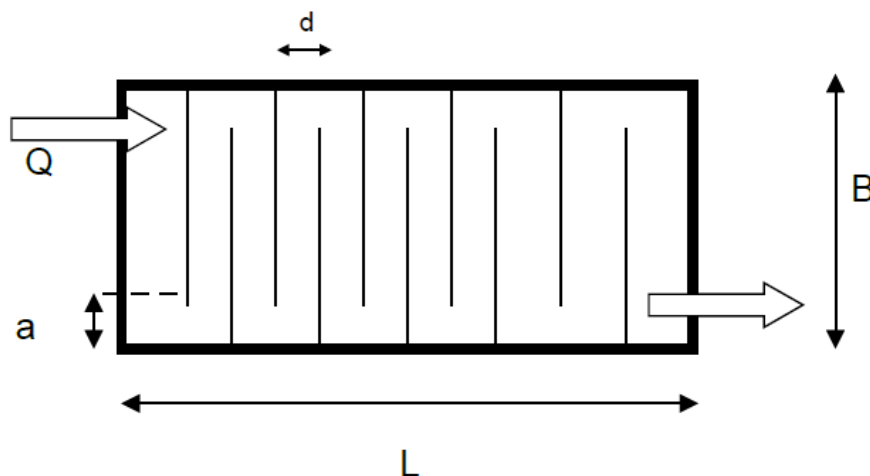


Figura 8.3. Esquema, Floculador hidráulico de flujo horizontal.

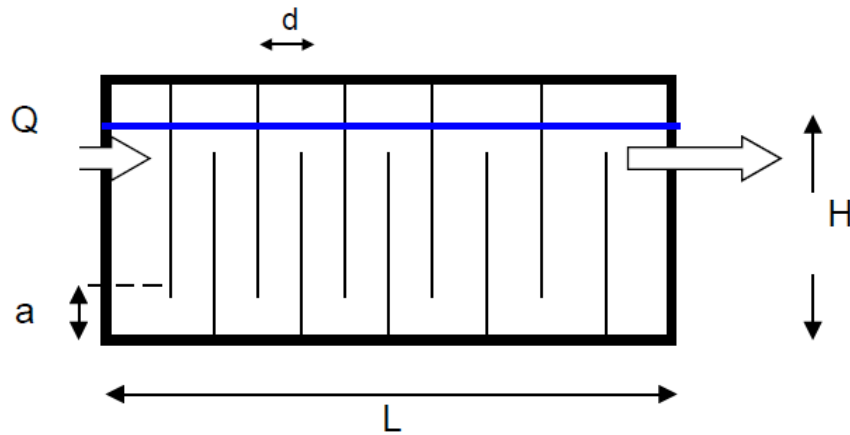


Figura 8.4. Esquema, Floculador hidráulico de flujo vertical.

Como se mencionó en capítulos anteriores, la etapa de floculación en la Planta potabilizadora de la ciudad de Tacuarembó consta de un floculador hidráulico de chicanas con flujo vertical. Como reseña teórica la Tabla 8.7 muestra las ventajas y desventajas que tiene este tipo de sistema.

Floculador de Chicanas de Flujo Vertical. (fuente: Di Bernardo)	
Ventajas	Desventajas
Las unidades no requieren energía eléctrica para funcionar, ya que no necesitan de equipamientos mecánicos,	El gradiente de velocidad medio no puede ser ajustado cuando existen oscilaciones en la calidad y cantidad del afluente.
Los costos de operación y mantenimiento son menores comparándolos con los floculadores mecánicos.	Las unidades si quedan proyectadas inadecuadamente pueden generar ruptura de floculos en los giros al final de las chicanas.
Las unidades presentan flujos tipo pistón quedando adecuadamente proyectadas, sin presencia de cortocircuitos hidráulicos en zonas muertas.	Los gastos de construcción pueden ser elevados en Plantas de grandes capacidades, comparando con floculadores mecánicos.
Las unidades son apropiadas para cantidad y calidad de agua afluente prácticamente constantes.	Las unidades presentan dificultades en su limpieza, comparadas con las unidades de flujo horizontal, por esto se recomienda espaciamiento entre chicanas mayores a 0,6 m.
Los floculadores requieren menor área en planta, comparado con las unidades de flujo horizontal.	

Tabla 8.7 Ventajas y desventajas de Floculador de Flujo Vertical

En un canal provisto de chicanas la pérdida de carga total está dividida en el cambio de dirección del flujo y por la fricción que imponen las paredes en dicho floculador. La pérdida de carga producida en el cambio de flujo puede ser representada por intermedio de la siguiente expresión **(fuente: Di Bernardo)**:

$$h_{p1} = (n_c * V_{e1}^2 + (n_c - 1) * V_{e2}^2) / (2 * g)$$

Donde:

- h_{p1} : pérdida de carga en los giros (m)
- n_c : número de canales entre chicanas igualmente espaciadas.
- V_{e1} : velocidad media de flujo entre chicanas (m/s)
- V_{e2} : velocidad media de flujo en los giros (m/s)

La pérdida de carga producida por la fricción que imponen las paredes se puede representar con la siguiente expresión **(fuente: Di Bernardo)**:

$$h_{p2} = L_t * J = (V_{e1} * n_m)^2 * L_t / R_h^{4/3}$$

Donde:

- h_{p2} : pérdida de carga por fricción (m)
- L_t : longitud total recorrida por el agua (m)
- J : gradiente hidráulico (m/m)
- n_m : coeficiente de Manning (igual a 0,013 para concreto y 0,011 para madera)
- R_h : radio hidráulico (m)= área de la sección del flujo/ perímetro mojado

La pérdida de carga total h_{pt} está dada por la suma de h_{p1} y h_{p2} . Por lo general en las unidades de flujo vertical la pérdida de carga h_{p2} es despreciable frente a h_{p1} , razón por la cual siempre se desprecia al menos que el material de las paredes de las chicanas sea muy rugoso. Para la evaluación del funcionamiento actual de esta etapa se consideró despreciable esta pérdida de carga.

Conociendo la pérdida de carga total, se puede estimar el gradiente de velocidad medio en un canal cualquiera, con chicanas igualmente espaciadas. Se debe mencionar que estas expresiones son aproximaciones a la realidad. El gradiente de velocidad medio puede ser calculado con la siguiente expresión **(fuente: Di Bernardo)**:

$$G_m = \sqrt{\gamma * \frac{h_{pt}}{\mu * T_f}}$$

Donde:

- G_m : gradiente de velocidad medio en un canal con chicanas igualmente espaciadas
- h_{pt} : pérdida de carga total en el canal
- γ : peso específico del agua (N/m^3)
- μ : viscosidad absoluta del agua ($N \cdot s/m^2$)
- T_f : tiempo medio de floculación en el canal considerado

De esta expresión se desprende que la potencia disipada, y por lo tanto el gradiente de velocidad, dependen de la pendiente hidráulica h_{pt}/l , o sea que cuanto mayor pérdida de carga h_{pt} se produzca en la distancia, mayor gradiente de velocidad se consigue.

Según bibliografía para la evaluación de esta etapa se deben de tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- 1) El tiempo de floculación debe estar comprendido entre 20 a 30 minutos (según Di Bernardo), entre 15 a 40 minutos (según Ritcher).
- 2) la velocidad del agua a lo largo de las chicanas deberá estar comprendida entre 0.3m/s en el inicio de la floculación y 0.07m/s al final.
- 3) El espaciamiento mínimo entre chicanas fijas deberá ser de 0.60m; este espaciamiento podrá ser menor si se encuentran dispositivos para facilitar su limpieza, tal como ranuras en la pared.
- 4) El espaciamiento entre la extremidad de la chicana y la pared del canal en relación al pasaje libre entre dos chicanas consecutivas debe ser igual a 1.5 veces el espaciamiento entre las chicanas. Equivale a decir que la velocidad en el pasaje debe ser igual a 2/3 la velocidad en el canal entre las chicanas.

Como ya se mencionó previamente, la etapa de floculación se lleva a cabo mediante unidades de floculación hidráulica vertical con chicanas. Este tipo de floculadores se dividen en canales en donde el flujo de agua asciende y desciende alrededor de las chicanas y gira 180° al final de cada canal.

En este caso se cuenta con diez canales. Los primeros cuatro canales cuentan con cuatro compartimentos, mientras que los siguientes cinco canales cuentan con tres compartimentos. Finalmente el último canal cuenta con cuatro compartimentos. Este último canal descarga a otro compartimento que pasará al canal que distribuye el agua a los sedimentadores.

Todos los compartimentos tienen iguales dimensiones, las mismas son $B=1.00$ m, $L= 1.10$ m y $H=4$ m.

El ultimo canal del floculador, como se mencionó anteriormente, descarga en una cámara la cual, a su vez, descarga en una canal de 40 centímetros de ancho (con longitud total al ancho de ambos sedimentadores). Este canal, por uno de sus lados descarga directamente (sin compuerta previa) a la cámara de aquietamiento de flujo del sedimentador convencional y por otro de sus lados, a una cámara la cual posee la tubería (con diámetro decreciente) de descarga al sedimentador de placas planas paralelas.

8.4.2 Verificación para condiciones actuales

Para el caudal $Q = 545 \text{ m}^3/\text{h}$ se verificarán las recomendaciones de la bibliografía ya presentadas. En primer lugar se calcula el volumen total del floculador, y el tiempo de retención:

$$V = (L \times B \times H) \times 36 = 164,7 \text{ m}^3$$

$$T = \frac{V}{Q} = 18,1 \text{ min}$$

A continuación se hallarán la velocidad en el canal y en los pasajes inferiores, para posteriormente hallar la pérdida de carga total.

La velocidad en los canales es:

$$v_1 = \frac{Q}{A_c} = \frac{545}{0.5 \times 1.04} = 0.29 \text{ m/s}$$

En donde A_c es el área en cada canal que se forma entre chicanas

La velocidad en los pasajes es:

$$v_2 = \frac{Q}{A_p} = \frac{545}{0.75 \times 1.04} = 0.19 \text{ m/s}$$

En donde A_p es el área en los pasajes inferiores.

Como ya se explicó anteriormente la pérdida de carga distribuida en los pasajes se desprecia para este tipo de floculadores, por lo tanto la pérdida de carga total en el floculador es según Di Bernardo:

$$h_T = \frac{nv_1^2 + (n-1)v_2^2}{2g} = \frac{72 \times 0.29^2 + 71 \times 0.19^2}{2 \times 9.81} = 0.45 \text{ m}$$

En donde n es el número de canales que se forman entre las chicanas, en este caso es 72 y g es la aceleración gravitatoria (m/s^2).

Con el valor de la pérdida de carga se halla el valor del gradiente de velocidad (G).

$$G = \sqrt{\frac{h_T g}{vT}} = \sqrt{\frac{0.45 \times 9.81}{10^{-6} \times 18,1 \times 60}} = 64 \text{ s}^{-1}$$

Por último el número de Camp (NC) se determina de la siguiente forma:

$$NC = G \times T = 64 \times 18,1 \times 60 = 69105$$

En la Tabla 8.8 se resumen los parámetros de la evaluación del floculador en las condiciones actuales.

Largo (m)	1.10
Ancho (m)	1.04
Altura (m)	4.00
Separación entre chicanas (m)	0.50
Abertura pasaje inferior (m)	0.75
Velocidad canales (m/s)	0.29
Velocidad pasajes inf. (m/s)	0.19
hT (m)	0.45
G (s⁻¹)	64
T (min)	18,1
NC	69105

Tabla 8.8. Parámetros del floculador. Condiciones actuales

Como conclusiones de esta etapa se puede decir que:

- En primer lugar se aprecia que el gradiente de velocidad (G) se encuentra dentro de los valores recomendados en la bibliografía. G debe estar entre $10s^{-1}$ y $80 s^{-1}$ por lo que se encuentra dentro de los valores recomendados para una buena floculación.
- En cuanto al tiempo de retención (T) se recomienda que esté entre 15 min y 45 min. En este caso el tiempo es 18,1 min por lo que se cumple con este parámetro. El número de Camp (NC) también se encuentra dentro de los valores recomendados, debe estar entre 10.000 y 100.000.
- A su vez, otra de las condiciones se debe cumplir para un correcto funcionamiento de los floculadores, según Di Bernardo, es que la velocidad de los canales (v_1) esté comprendida entre $0.07 m/s$ y $3 m/s$. Para la planta en estudio, la velocidad en los canales se encuentra en el rango recomendado.
- Otra de las recomendaciones de la bibliografía es que la separación mínima entre chicanas sea de $0.6 m$. En este caso la separación es $0.5 m$ por lo que se encuentra por debajo de la recomendación, sin embargo la distancia es próxima a la mínima requerida por lo que se espera que este no sea un factor determinante en el funcionamiento de esta unidad de la potabilización. Se debe aclarar también que se recomienda por bibliografía 60 centímetros para que en el caso de que se le haga una limpieza al floculador, el acceso al mismo se fácil. En este caso no se tendría ningún tipo de inconveniente ya que las chicanas intermedias son de fácil desmontaje (tabiques de madera).
- También se recomienda que se cumpla la siguiente relación entre las velocidades en los pasajes inferiores y en los canales. La velocidad en los pasajes inferiores debe ser igual a dos tercios la velocidad en los canales, $v_2 = \frac{2}{3} v_1$. Esto se recomienda para evitar la rotura de los flóculos en los pasajes debido a un potencial aumento de la velocidad en los mismos. En este caso esta relación se cumple.

- En planta se determinó la pérdida de carga total que se produce en la etapa de floculación, midiendo 49 centímetros (en el momento de la medición se estaba tratando un caudal de 540 m³/h, muy próximo al caudal con el cual se está evaluando), por lo que la pérdida de carga determinada teóricamente según Di Bernardo (45 centímetros) es muy próxima a lo que realmente sucede.

8.5 Sedimentación

8.5.1 Sedimentador Convencional

8.5.1.1 Introducción

El proceso de sedimentación consiste en generar las condiciones de flujo apropiadas para permitir que las partículas (agrupadas en flóculos), sedimenten, sean extraídas como lodo, y se recoja como efluente agua con un contenido menor de sólidos suspendidos. En una planta convencional, es el primer proceso de clarificación, y en general donde queda retenido el mayor porcentaje de partículas suspendidas. Un mal funcionamiento de estas unidades trae como consecuencia que se sobrecargue el proceso de filtración, acortando su carrera y desmejorando la calidad final del efluente.

La sedimentación de una partícula, se puede dar solamente cuando tiene mayor densidad que el fluido en el cual se encuentra suspendida.

Las partículas “discretas” (tamaño, forma y peso constantes) sedimentan de acuerdo a principios teóricos bien definidos.

La sedimentación de partículas “floculentas” no puede analizarse igual, ya que las mismas no son independientes (se juntan, adhieren, separan, cambian de forma y de peso, mientras sedimentan). En los sedimentadores de plantas potabilizadoras las partículas son floculentas.

Desde el punto de vista operativo, un sedimentador no depende de muchas variables que puedan ajustarse para mejorar su funcionamiento, por lo que es muy importante que la unidad esté bien diseñada.

Las principales acciones operativas que deben controlarse son el monitoreo del agua sedimentada (turbiedad especialmente), la extracción de lodos, y la limpieza de canales de recolección de agua sedimentada.

Es de destacar que la aplicación de polímeros (debidamente seleccionados) puede “corregir” problemáticas que, con el uso de coagulantes metálicos solamente, serían imposibles de disimular.

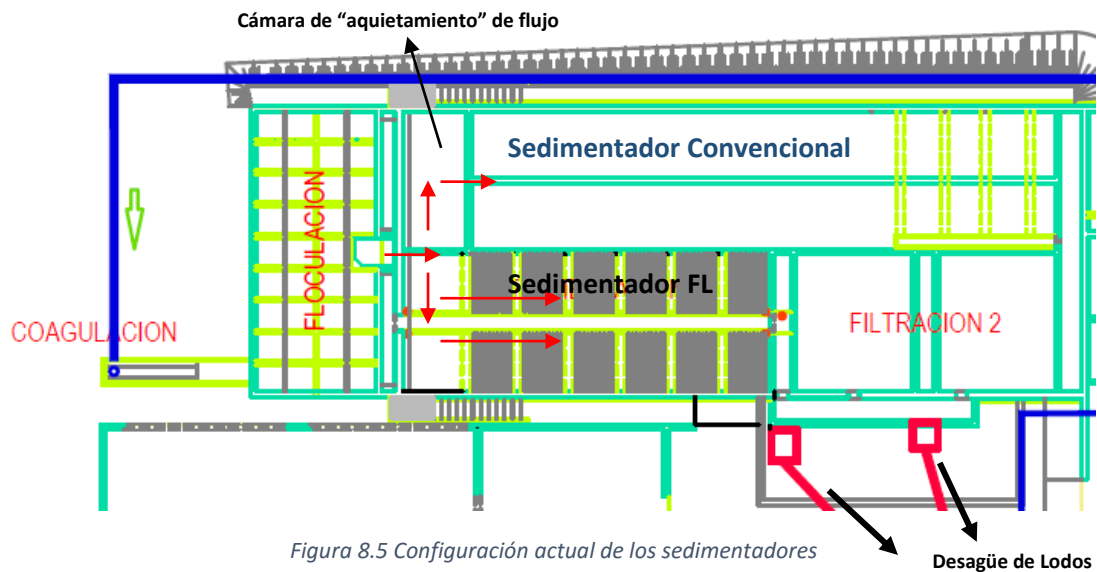
Las principales causas que generan mal funcionamiento en sedimentadores (turbiedad elevada del agua de salida), en general están asociadas a:

- Excesivo caudal
- Deficiencias en el diseño de los sistemas de entrada y/o salida
- Inadecuado manejo de lodos
- Dosificación de coagulante ineficiente o pobre floculación.

En cuanto a los tipos de sedimentadores que se pueden encontrar son: sedimentadores convencionales de flujo horizontal, sedimentadores de mantos de lodos (unidades patentadas) y sedimentadores de flujo laminar (de placas planas paralelas o módulos).

Como se mencionó anteriormente en capítulos anteriores, la planta potabilizadora de la ciudad de Tacuarembó tiene dos unidades de sedimentación, la primera unidad, un sedimentador convencional de flujo horizontal y la segunda un sedimentador de flujo laminar.

A continuación en la Figura 8.5 se muestra como están ubicadas estas unidades en la Planta Potabilizadora.



Los sedimentadores en general cuentan con 5 zonas bien diferenciadas, las zonas de un sedimentador de este tipo son:

- Zona de entrada
- Zona de sedimentación
- Zona de aguas claras
- Zona de lodos
- Zona de salida

Zona de entrada

Es la zona destinada a la colocación de los dispositivos de ingreso de agua floculada, cuyo volumen y diseño depende del tipo de sedimentador. En un sedimentador convencional de flujo horizontal, está delimitada por la pared del sedimentador, y el sistema de ingreso a la zona de sedimentación (pantalla difusora). Dependiendo del tipo de unidad, generalmente en sedimentadores de flujo laminar esta zona se encuentra ubicada entre las zonas de sedimentación y de lodos.

La rotura excesiva de flóculos en los dispositivos previos al ingreso a sedimentadores, trae consecuencias irreversibles sobre la eficiencia del proceso.

En la Figura 8.6 Gradientes de velocidad recomendados para evitar rotura de flóculos se resumen los métodos de cálculo del gradiente de velocidad en los dispositivos considerados, y los criterios para evitar rotura de flóculos, relacionados con el gradiente de velocidad en la última etapa de floculación (G del floculador).

	GRADIENTE DE VELOCIDAD (s ⁻¹)	CRITERIO PARA EVITAR ROTURA DE FLÓCULOS
CANALES	$G = n \sqrt{\frac{g}{v}} R_h^{-0,667} u^{1,5}$	$G < G$ (floculador)
COMPUERTAS	$G = \sqrt{\frac{f u^3}{8 \nu R_h}}$	$\Delta \leq 45$ seg $G \leq 1,2 G$ (floculador) $\Delta > 45$ seg $G \leq G$ (floculador) $\Delta > 90$ seg $G \leq 0,9 G$ (floculador)
PANTALLAS DIFUSORAS	$G = \frac{d}{c_d} \sqrt{\frac{3 u^3}{2 \nu x (a^2 + d^2 + a.d)}}$	$\Delta \leq 45$ seg $G \leq 1,2 G$ (floculador) $\Delta > 45$ seg $G \leq G$ (floculador) $\Delta > 90$ seg $G \leq 0,9 G$ (floculador)

Figura 8.6 Gradientes de velocidad recomendados para evitar rotura de flóculos

Δ es el tiempo de retención del agua floculada en los dispositivos previos al considerado. Para el caso de compuertas laterales de un canal de agua floculada, Δ es el tiempo de retención en el propio canal, mientras que para pantallas difusoras Δ es el tiempo de retención total del agua floculada en los dispositivos previos (canales de agua floculada + compartimiento previo a la pantalla difusora).

La pantalla difusora consiste en un tabique dispuesto en forma transversal, perpendicular al flujo, provisto de orificios que permiten distribuir uniformemente el caudal que ingresa al sedimentador, en el área formada por el ancho del mismo y la altura de la zona de sedimentación (excluida la zona de aguas claras).

Las condiciones que se deben cumplir son:

- La disposición de orificios debe cubrir en forma racional la totalidad del área de ingreso.
- El caudal debe ser aproximadamente el mismo en todos los orificios.

También se debe tener en cuenta que la velocidad del agua a través de los orificios no debe ser muy elevada para evitar rotura de flóculos, pero no se recomiendan velocidades muy bajas ya que las mismas generan inadecuada distribución del flujo.

Existen varias recomendaciones de rangos de velocidades a utilizar, mientras que otras se basan en controlar el gradiente de velocidad en los orificios, de modo que este sea menor que el gradiente de la última etapa del proceso de floculación. La Tabla 8.9 muestra diferentes recomendaciones de velocidad mínima y máxima por orificio.

VELOCIDAD MÍNIMA (m/s)	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)	REFERENCIA
0,15	0,30	Camp
0,12	0,24	Cox
0,20	0,30	Hudson
0,15	0,30	Di Bernardo

Tabla 8.9 Velocidades recomendadas en pantallas difusoras

Zona de sedimentación

Es donde se produce en mayor proporción la separación sólido-líquido, y donde tiene lugar la sedimentación tipo II de partículas floculentas.

El tiempo de retención teórico, generalmente queda determinado por las zonas de sedimentación y de aguas claras.

Zona de aguas claras

En algunos casos esta zona se considera incluida dentro de la zona de sedimentación, pero por sus características se debe distinguir. Comprende la parte superior de la superficie del líquido (espesor de referencia 0,50 m). Dentro de esta zona que se debe ubicar el sistema de salida del sedimentador.

Zona de lodos

Comprende el volumen destinado para acumulación de lodos, que depende de muchos factores tales como la calidad del agua, el tipo y la dosis de coagulante y el sistema de remoción de lodos.

Zona de salida

Es donde se ubica el sistema de recolección de agua sedimentada, y debe estar comprendida dentro de la zona de aguas claras. Se recoge el agua en la superficie, en sedimentadores convencionales esta zona se ubica sobre el lado opuesto al sistema de entrada.

La Figura 8.7 representa de manera esquemática las 5 zonas descritas anteriormente.

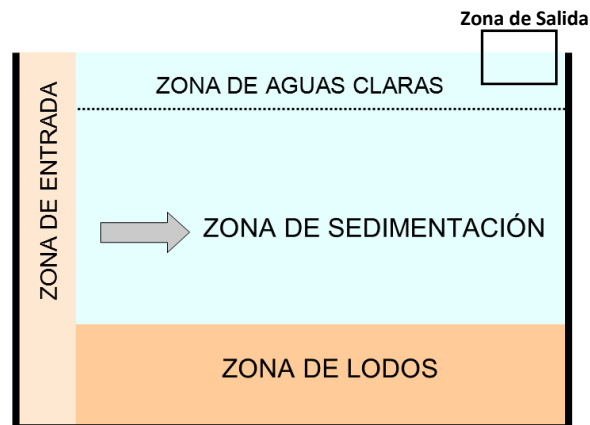


Figura 8.7 Esquema de zonas de un Sedimentador Horizontal

Se comenzara a evaluar el funcionamiento del sedimentador convencional. Previamente se presentaran las ventajas y desventajas de este tipo de sedimentador.

<i>Ventajas y desventajas de los sedimentadores convencionales (Fuente: Di Bernardo)</i>	
<i>Ventajas</i>	<i>Desventajas</i>
Las unidades son ideales para caudales pequeños, considerándose su facilidad de construcción.	Las unidades son ampliamente conocidas en tratamiento de agua, aunque estudios realizados en la década de 1960 muestran que a los sedimentadores de alta tasa eran más eficientes con menores inversiones.
El sedimentador soporta variaciones de caudal, cuando son diseñados adecuadamente, sin deterioro en la calidad del agua decantada.	La velocidad del agua debe ser baja para impedir el arrastre de lodo; además estos sedimentadores ocupan grandes áreas comparándolos con los sedimentadores de alta tasa.
El sedimentador puede ser adaptado para funcionar como unidad de alta tasa; entre tanto, debe ser analizada la facilidad de remoción de lodo en dicha unidad.	Las unidades pueden presentar corrientes secundarias que perjudican la sedimentación, procedentes de: conversión térmica, gradientes de concentración de partículas suspendidas, acción del viento en la superficie en cortos circuitos hidráulicos.

Se evaluarán por separado ambos sedimentadores y se supondrá que el caudal medio elegido para la evolución general de la Planta se dividirá en dos para cada unidad de sedimentación.

A continuación se puede observar un bosquejo del mismo, identificando las dimensiones a utilizar.

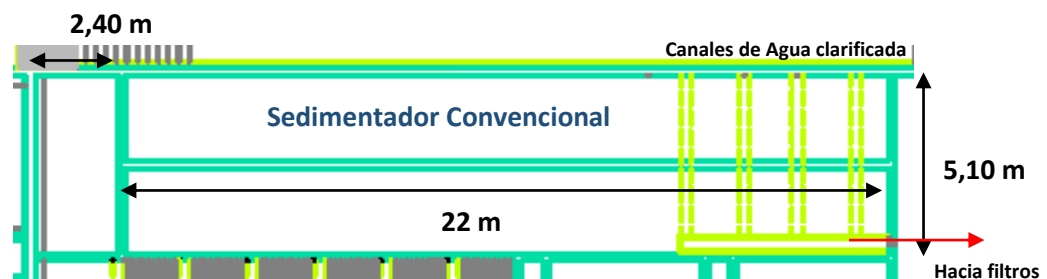


Figura 8.8. Esquema de Sedimentador Convencional

Se evaluará cada zona del mismo por separado para entender mejor el funcionamiento de esta unidad.

8.5.1.2 Evaluación

Zona de entrada

A partir de la última cámara del floculador, el agua floculada es conducida por un canal de 40 centímetros de ancho hacia ambos sedimentadores, para el sedimentador convencional descarga directamente en una cámara de aquietamiento de flujo donde inmediatamente a 2,40 metros de distancia se ubica una pantalla difusora la cual tiene 36 orificios cuadrados de 20x20 , distribuidos de forma uniforme cada 55 centímetros en la dirección horizontal y cada 30 centímetros en la dirección vertical.

Por tanto en la zona de entrada se distinguen los siguientes elementos:

- Canal de agua floculada
- Compuertas de pasaje
- Compartimiento previo

Para que las características del floc se mantengan de acuerdo a los requerimientos del tratamiento, el gradiente de velocidad entre estos elementos debe ser decreciente en el sentido del flujo, a partir de su valor obtenido en la última etapa de floculación.

De acuerdo a recomendaciones generales para el diseño de la zona de entrada se debe cumplir:

- Velocidad suficiente para evitar depósitos de flóculos:
 - $v \geq 0.10 \text{ m/s}$
- Gradiente de velocidad bajo a modo de evitar rotura de flóculos:
 - $10 \text{ s}^{-1} \leq G \leq 15 \text{ s}^{-1}$, o de acuerdo al Tiempo de detención $G \leq G(\text{última cámara de Floculador})$
 - también $v \leq 0.60 \text{ m/s}$

Como se explicó anteriormente el último compartimiento del floculador descarga el agua floculada directamente en un canal de 40 centímetros de ancho, dado que se manejan prácticamente las mismas longitudes de canal que conduce el agua floculada para cada sedimentador, el cálculo a continuación vale para ambos sedimentadores.

A continuación se determinará el tiempo de retención en el canal que conduce el agua floculada a cada sedimentador, junto con el gradiente de velocidad, para compararlo con las recomendaciones presentadas en la Figura 8.6.

Como se observa en la Figura 8.6 la expresión para el cálculo del gradiente de velocidad en el canal previo a la etapa de sedimentación es la siguiente:

$$G = n \sqrt{\frac{g}{v}} R_h^{-0,667} u^{1,5}$$

Dónde:

- **n**, coeficiente de Manning (0,0013 para el hormigón)
- **v**, Viscosidad cinemática (m²/s) (0,00000106 m²/s)
- **R_h**, radio hidráulico.
- **u**, velocidad en el canal (m/s)

Se tiene un canal de 5,10 metros con 40 centímetros de ancho y 3 metros de profundidad el cual conduce el agua floculada desde el último compartimiento del floculador hacia la cámara de aquietamiento, previa a la pantalla difusora.

El gradiente de velocidad en estas condiciones es de 2 s^{-1} , obviamente es un gradiente menor al gradiente de velocidad del floculador, el cual era igual a 64 s^{-1} , cumpliendo así con las recomendaciones presentadas en la Figura 8.6 Tabla 3.1, sin embargo el mismo es un gradiente muy bajo, lo que ocasionaría deposición de flóculos en el canal. En cuanto al tiempo de retención en el canal el mismo es igual a 80 segundos. La velocidad de flujo en el canal es de 0,06 m/s, no cumpliendo con las recomendaciones mencionadas ($v \geq 0.10 \text{ m/s}$, para evitar depósitos de floculos en el canal), en tanto este parámetro nos estaría afirmando que existe deposición de floculos en el canal de distribución.

Como se mencionó el canal descarga directamente en una cámara de aquietamiento de flujo (en sedimentador convencional), la abertura de la compuerta es prácticamente el ancho del sedimentador (4,50 m) por lo que no fue considerada como tal, ya que sería directamente canal y recinto de aquietamiento una especie de cámara en su conjunto.

La cámara de aquietamiento de flujo tiene 3 metros de profundidad por 5,10 metros de largo (ancho del floculador) y 2,40 metros de ancho. Como el caudal con el cual se está evaluando es de 272,5 m³/h, con estos datos se puede determinar el tiempo de retención de este recinto, siendo este igual a 485 segundos.

Como se mencionó la pantalla difusora cuenta con 36 orificios de forma cuadrada de 20x20 centímetros ubicados de forma uniforme en la entrada al sedimentador. Para el cálculo del gradiente de velocidad que se produce en la pantalla difusora se utilizará la expresión presentada en la Figura 8.6, la cual es la siguiente:

$$G = \frac{d}{c_d} \sqrt{\frac{3u^3}{2\nu x(a^2 + d^2 + a.d)}}$$

Donde:

- d, diámetro del orificio (m)
- Cd, coeficiente de descarga (0,6)
- ν , Viscosidad cinemática (m²/s) (0,00000106 m²/s)
- a, separación entre orificios (m)
- u, velocidad en los orificios (m/s)
- x, distancia de influencia del chorro (m)

Para la determinación de este gradiente de velocidad se realizaron diferentes suposiciones, dado que la expresión anterior es para el cálculo del gradiente de velocidad para orificios con forma circular, en este caso se supuso que los orificios que conforman la pantalla difusora son de esta forma y no cuadrados, con un diámetro de 20 centímetros. Además se supuso que, para la determinación de x (distancia de influencia del chorro) es necesario conocer la distancia entre orificios, al estar distanciados 55 centímetros en dirección horizontal y 30 centímetros en dirección vertical, se decidió determinar la distancia de influencia del chorro utilizando la separación más chica, o sea la de 30 centímetros.

En base a lo anterior el gradiente de velocidad en la pantalla difusora es de 9 s⁻¹.

Observando la Figura 8.6, el gradiente de velocidad limite depende del tiempo de retención Δ el cual es el tiempo de retención total del agua floculada en los dispositivos previos (canales de agua floculada + compartimiento previo a la pantalla difusora), en este caso dicho tiempo será de 565 segundos (80 s + 485 s, canal y cámara de aquietamiento respectivamente), por lo tanto la condición que debe cumplir el gradiente de velocidad en la pantalla difusora debe ser:

$$G < 0,9 * G_{\text{floculador}}$$

Y efectivamente **9 s⁻¹ < 57,6 s⁻¹**, pero este gradiente es muy bajo ya que se podrían estar depositando floculos en dicha zona de entrada.

Otros dos parámetros que se controlan en la pantalla difusora son la velocidad en los orificios la cual debe ser mayor a 0,15 m/s y menor a 0,30 m/s según Di Bernardo y el valor de Re (Reynolds) el cual debería encontrarse entre 7000 y 30000.

Conociendo el área por orificio y el caudal por cada uno, se determina la velocidad del flujo por los mismos.

O sea:

$$Vel\ orificio = \frac{Q_{orificio}}{\text{Área}} = \frac{\frac{272,5}{36 * 60}}{0,20 * 0,20} = 0,055\ m/s$$

En tanto, conociendo la velocidad en cada orificio y suponiendo orificios circulares de 20 centímetros de diámetro se determina el valor de Reynolds:

$$Re = u * \frac{d}{\nu} = 0,055 * \frac{0,20}{0,0000106} = 9936$$

Se puede observar que la velocidad en los orificios se encuentra por debajo de las recomendaciones, en tanto el valor de Reynolds se encuentra entre los valores recomendados.

Zona de sedimentación

Como fuera presentado anteriormente, el sedimentador tienen las siguientes dimensiones:

Datos

L (m)	22
B (m)	5,1
H (m)	3,3
Q (m/h)	272,5

Tabla 8.10 Dimensiones del sedimentador

Donde:

L: Largo, B: Ancho, H: Profundidad y Q: caudal que ingresa a la unidad.

Se debe de recordar que este sedimentador tiene pendiente de fondo hacia el centro, en sentido transversal (no se cuenta con el dato de cuanto es la pendiente de fondo), para acumular los lodos generados por el proceso en cuestión.

A partir del caudal establecido, Q=272,5 m³/h se obtienen los siguientes resultados para el Sedimentador convencional, en cuanto a los principales parámetros de diseño:

$$Ts\left(\frac{m}{h}\right) = Q/A_{sup}$$

$$TR(h) = Vol/Q$$

TS (m/h)	2,43
Tr(Hrs)	1,36

Dónde:

TS: Tasa de Sedimentación o carga superficial.

Tr: Tiempo de Retención.

Vol: Volumen de la zona de sedimentación.

A_{sup}: Área superficial del sedimentador.

La tasa de sedimentación máxima admitida por bibliografía para un Sedimentador de estas características (Convencional de Flujo Horizontal) es de 1.75 m³/m²/h, lo que indica que el sedimentador en estudio se encuentra con un valor más elevado de lo recomendado.

En lo que respecta al tiempo de retención, se recomienda para el diseño estar en el entorno entre 1.5 a 4.0 horas, el cual está muy próximo al valor mínimo recomendado, pero sin embargo sigue siendo un tiempo de retención bajo.

Otros parámetros de interés calculados:

- Velocidad horizontal (v_o) (condición de no arrastre de flóculos):

$$v_o \left(\frac{cm}{s} \right) = \frac{Q}{A_s} = 0,45 cm/s$$

Donde:

Q: caudal medio que ingresa a la unidad y A_s: área de la sección (Base x Profundidad).

En base a la experiencia, algunos autores recomiendan velocidades longitudinales máximas para evitar el arrastre de lodos (flóculos ya sedimentados) en sedimentadores convencionales:

VELOCIDAD MÁXIMA (cm/s)	REFERENCIA
1,25	Acevedo Netto
0,75	C. Richter
2,00	WTPD (Awwa)
0,55	Rebhun y Argaman

Tabla 8.11 Velocidades longitudinales máximas recomendadas para evitar rotura de flóculos

Según Richter, recomienda un valor menor a 0,75cm/s por lo que el valor calculado estaría dentro de la recomendación.

- Relación Largo/ancho y Largo/alto

L/B	4,3
L/H	1,5

Según bibliografía (Di Bernardo) se recomienda para la relación L/B valores entre 2 y 5, por lo que basándonos en esta bibliografía la relación largo/ancho estaría entre éste rango. Para la relación Largo/alto la bibliografía recomienda valores entre 2 y 25, por lo que estaríamos por debajo de lo recomendado.

- Tipo y estabilidad del flujo en la zona de sedimentación

El valor de Reynolds obtenido para este caso es de: **25878**

Si $Re < 2000$ Flujo laminar

Si $Re > 4000$ Flujo turbulento

Por tanto el flujo en la zona de sedimentación es turbulento. Además de acuerdo con Kawamura, para que el flujo sea homogéneo dentro del Sedimentador debe cumplirse que $Fr > 1 \times 10^{-3}$ (Kawamura, 2000).

Operando se obtuvo que:

Temperatura Media Anual (°C)	20
$v \text{ (m}^2/\text{s)}$	1×10^{-6}
Rh (m)	1,44
Fr	$1,2 \times 10^{-3}$

Tabla 8.12 Número de Froude obtenido

A partir del valor del número de Froude hallado puede admitirse que hay estabilidad del flujo dentro de la zona de sedimentación.

Zona de salida

La zona de salida de agua clarificada consta de cuatro canaletas con una configuración de vertederos muy particular. Cada canaleta cuenta con 44 vertederos triangulares, la configuración de estos es la siguiente: en cada extremo 22 vertederos (11 por lado) luego sobre la parte central una zona de canaleta sin vertedero (de 1,40 metros aprox.).



Figura 8.9 Salida del Sedimentador Horizontal

Las canaletas tienen una longitud igual al ancho del sedimentador (5,10 m), donde 1,40 m sobre la parte central de cada canaleta no existen vertederos, mientras que en los otros 3,70 m se distribuyen los 44 vertederos mencionados anteriormente. El ancho de las canaletas es de 25 centímetros. Los vertederos triangulares tienen una altura de 18 centímetros, un ancho superior de 12 centímetros y se encuentran separados entre ellos cada 5 centímetros. La Figura 8.10 muestra dichos vertederos.



Figura 8.10 Canaleta de recolección de agua para Sedimentador Convencional

A continuación se evaluó el funcionamiento de las canaletas y de los vertederos triangulares, para determinar en qué condiciones están funcionando.

Caudal de tratamiento (m³/h)	272,5
Longitud de canaletas (m)	2,2
Número de canaletas	4,0
Longitud total de vertederos (m)	17,6
Caudal/m de vertedero (l/s/m)	4,3

Tabla 8.13 Resultados para canaletas y vertederos triangulares

Por recomendaciones bibliográficas presentadas en la Tabla 8.14 se puede observar que el caudal lineal por metro de vertedero está por encima de los valores recomendados.

CAUDAL POR METRO LINEAL DE VERTEDERO	REFERENCIA
$q_L < 2,0 \text{ l/s/m}$	Carlos Richter
$q_L < 3,0 \text{ l/s/m}$	Acevedo Netto
$q_L < 3,3 \text{ l/s/m}$	J. Arboleda
$q_L < 2,5 \text{ l/s/m}$	Enohsa
$q_L < 2,1 \text{ l/s/m}$	G. Culp (agua de baja turbiedad)
$q_L < 3,1 \text{ l/s/m}$	G. Culp (agua de elevada turbiedad)

Tabla 8.14 Caudales por metro lineal de vertedero recomendados

Con lo calculado en la Tabla 8.13, considerando descarga libre en cada canal, a partir de la siguiente expresión se determina el tirante máximo en cada canaleta:

$$q = 1,38 * b * h^{1,5}$$

Despejando se obtiene:

$$h = \left(\frac{q}{(1,38 * b)} \right)^{\left(\frac{1}{1,5} \right)}$$

Resultando:

q_L (l/s/m)	4,3
Longitud de vertederos	18
Numero de canaletas	4
Caudal en las canaletas, q (m³/s)	0,019
Ancho de canaletas (m)	0,25
Tirante máximo (m)	0,14

Tabla 8.15 Cálculo de tirante máximo en canaletas de recolección de sedimentador horizontal

Se pudo confirmar que el tirante calculado se aproxima al tirante máximo medido en planta de 14 centímetros. Según recomendaciones bibliográficas el tirante máximo debe ser igual o menor al 75% de la altura del fondo del canal al borde inferior del vertedero, por lo observado en planta esto no ocurre, causa por la cual explica porque el caudal lineal excede las recomendaciones bibliográficas. Los 4 canales no se encuentran colapsados pero se puede observar un funcionamiento que supera lo recomendado.

A continuación se evaluará el funcionamiento actual de los vertederos. Se sabe que son vertederos triangulares, con un ángulo de 90°, de base 12 centímetros, entre ellos hay una separación de 5 centímetros. En base al caudal por cada canal, la cantidad de vertederos en cada canal, se determinará el caudal y tirante de descarga en cada vertedero a partir de la siguiente expresión, de descarga por un vertedero triangular:

$$Q = K * Tan\left(\frac{\theta}{2}\right) * H^{5/2}$$

Dónde:

- Q: Caudal por cada vertedero
- K: Coeficiente de descarga de vertedero (1,4)
- H: Altura sobre vertedero (m)
- Θ: Angulo de vertedero (para Θ=90°, tan (Θ/2)=1)

Caudal en las canaletas, q (m³/s)	0,019
Numero de vertederos	22
Altura de vertederos (m)	0,06
Ancho superior de vertederos (m)	0,12
Separación entre vertederos (m)	0,05
Longitud de canaleta (m)	3,7
Caudal (m³/s)	0,00043
Θ (grados)	90
K (coeficiente de descarga vertedero)	1,4
Altura sobre vertedero, H(m)	0,04

Tabla 8.16 Altura sobre vertedero para sedimentador horizontal

Se puede observar que la descarga por cada vertedero se realiza con un tirante de 4 centímetros, valor que fue verificado en Planta (aproximadamente).

Zona de lodos

A continuación se estimará el volumen producido de lodos, y se dará un valor estimado de cada cuanto tiempo se debería evacuar los lodos generados en el sedimentador convencional. Como se mencionó anteriormente el sedimentador convencional cuenta con una pendiente de fondo hacia el centro del mismo (valor que no se conoce) y la extracción del lodo acumulado se realiza cada 15 días, dejando fuera de servicio esta unidad.

Se realiza una estimación teórica de lodos a partir de los siguientes parámetros de planta:

Turbiedad del agua bruta (NTU)	23,5
Color del agua bruta (unid.Pt-Co)	49
Dosis de Sulf. Al (mg/l Al₂(SO)₃.18H₂O)	121,3
K (18 H₂O)	0,23

Tabla 8.17 Parámetros para el cálculo del volumen de lodos

$$S = \frac{0,2 * Color + 1,3 * Turbiedad + k * Dosis}{1000}$$

S (kg Sól sec / m3 ag. trat)	0,068
-------------------------------------	--------------

Además:

$$M_L = \frac{\eta SQ}{C}; V_L = \frac{M_L}{\delta_L}; \delta_L = 1 / \left(\left(\frac{C}{\delta_s} \right) + \frac{1 - C}{\delta} \right)$$

Dónde:

- M_L : Masa de lodos (kg lodo/hora)
- η : Rendimiento del Sedimentador (se adopta $\eta=1$)
- Q : Caudal (m^3/h)
- C : Concentración de solidos secos en el lodo (Kg s.secos/Kg lodos)
- V_L : Volumen de lodos (m^3 de lodo/hora)
- δ_L : Densidad del lodo (Kg lodo/ m^3 de lodo)
- δ_s : Densidad de solidos secos (Kg/ m^3): 1300-2300
- δ : Densidad del agua (Kg/ m^3)

Observación: Tanto como para la determinación de la turbiedad del agua bruta como para la dosis de sulfato de aluminio, se realizó un promedio del año 2014, es decir, en base a los datos de turbiedad de agua bruta mensual, brindados por la Oficina Técnica de OSE-Tacuarembó, dichos valores fueron promediados, obteniendo un promedio del año 2014 igual a 23,5 NTU; mientras que para la dosis de sulfato de aluminio se realizó nuevamente un promedio de las dosis utilizadas mensualmente, obteniendo una dosis media anual de 121,4 mg/L.

En cuanto al color del agua bruta se promedió los resultados obtenidos en campañas de muestreo en los años 2012,2013 y 2014, que realiza el Laboratorio Central de OSE en el lugar de la toma, dicho valor es igual a 49 unidades Pt-Co.

Caudal (m^3 / h)	272,5
δ (densidad del agua)	1000
δ_s (Kg solidos secos / m^3 lodos)	1800
C (Kg S.Secos / Kg lodos)	0,012
η (rendimiento del sedimentador)	1
δ_L (Kg lodos / m^3 lodos)	1005,4
M_L (Kg lodos/hora)	1550
V_L (m^3 lodo/hora)	1,54

Tabla 8.18 Volumen de lodos. Resultados

En base a estas estimaciones se puede decir que en el sedimentador convencional de flujo horizontal se generan 1,54 m^3 de lodo/hora. Dado que no se conocen las dimensiones del fondo del sedimentador se supondrá que se tienen al menos dos metros para acumular dicho lodo mientras esta unidad se encuentra en funcionamiento. Con el supuesto anterior, se contaría con un volumen para acumular lodo de 224 m^3 aproximadamente, debiendo realizar una limpieza cada 6 días.

Observación: según los operarios, la limpieza se realiza cada 15 días y al momento de realizar la misma se encuentran con que hay al menos 2 metros y medio de lodo en el sedimentador. Para casos con semanas lluviosas, al aumentar la turbiedad del agua bruta, la limpieza se realiza cada periodo de tiempos menores.

En cuanto a esta unidad se puede concluir que:

- En cuanto a los canales que transportan el agua floculada a esta unidad se puede afirmar que el agua se transporta con velocidades por debajo de las recomendaciones bibliográficas ocasionando posible deposición de flóculos en los mismos.
- La pantalla difusora que posee dicha unidad tiene orificios cuadrados de tamaño excesivo, lo que ocasiona gradientes de velocidad y velocidad de salida muy baja, eso podría explicar la gran cantidad de deposición de flóculos que ocurre en el compartimiento de aquietamiento de flujo e inmediatamente a la entrada de la unidad de sedimentación .
- Posee una tasa de sedimentación elevada para este tipo de unidad, superando ampliamente las tasas que recomiendan la bibliografía.
- La relación L/H no cumple con los valores recomendados por bibliografía.
- En cuanto a la recolección del agua de salida, el caudal lineal por metro de vertedero supera ampliamente los valores recomendados.
- Esta unidad no posee un sistema de desagüe que permita realizar purgas de manera periódica, controlada y de forma eficiente, por tal motivo dicha unidad debe parar su funcionamiento por completo para que los operarios realicen una limpieza completa de esta unidad.

8.5.2 Sedimentador de flujo laminar

8.5.2.1 Introducción

A continuación se evaluó el sedimentador de flujo laminar, previamente se mencionan las ventajas y desventajas de un sedimentador de este tipo:

<i>Ventajas y desventajas de los sedimentadores de flujo laminar (Fuente: Di Bernardo)</i>	
<i>Ventajas</i>	<i>Desventajas</i>
A una pequeña altura de sedimentación los conductos favorecen la remoción de los floculos.	Las unidades pueden presentar crecimiento de algas en las placas o ductos, causando problemas de operación y de manutención.
El tiempo de retención del agua es pequeño, lo cual contribuye a que el área en planta sea menor.	Le proyecto de construcción de las unidades requiere cuidados, porque, entre otros aspectos, la forma o el espaciamiento de ductos o de las placas pueden causar turbulencias y afectar la remoción de flóculos.
Pueden ser utilizados en forma de decantadores rectangulares de flujo horizontal, destinado a aumentar la capacidad de eficiencia, siempre que la entrada y salida del decantador sean adaptadas al nuevo sistema.	

Tabla 8.19 Ventajas y desventajas de un Sedimentador de Flujo Laminar

En base al concepto de que la eficiencia de la sedimentación depende del área del sedimentador y no de su profundidad, es que se desarrollan los sedimentadores de placas. En estos sedimentadores se colocan placas inclinadas logrando un área de sedimentación considerablemente mayor a que si no se colocaran las placas.

En estos sedimentadores el agua ingresa por un ducto con orificios laterales que se coloca en la parte inferior al sedimentador. El ducto debe estar dimensionado de forma que el caudal que sale por los orificios sea uniforme dentro de un cierto margen de tolerancia. A su vez, el agua que sale del ducto necesita una determinada altura para que se dé la mezcla del flujo. Por encima de esta altura es que se encuentra la zona de placas.

Para la planta convencional de Tacuarembó, no se cuenta con información acerca de las dimensiones de los ductos inferiores. Se conocen las dimensiones de las placas, ancho y largo del sedimentador, y la altura de la zona de placas.

Se verificó por lo tanto solamente la zona de sedimentación. Para un buen funcionamiento de la zona de placas se debe verificar que el flujo sea laminar, que la tasa de sedimentación sea la adecuada, que la velocidad longitudinal media se encuentre dentro de los valores recomendados para que no exista resuspensión de partículas, y la longitud útil de las placas sea la adecuada.

8.5.2.2 Evaluación

Al sedimentador de flujo laminar de la planta convencional de Tacuarembó le llega la mitad del caudal de la planta ($Q = 273 \text{ m}^3/h$), ya que como se explicó anteriormente, el caudal total se divide entre el sedimentador convencional y el de flujo laminar. Dicho sedimentador se encuentra dividido en dos, donde a cada parte le llega el caudal por su respectivo ducto inferior que lo atraviesa longitudinalmente. Cada ducto se ubica en la unión de cada parte del sedimentador. Dado que ambas partes son iguales, se evaluara cada parte como un conjunto, o sea, como si fuera solo una unidad.

Las dimensiones del sedimentador de placas planas es la siguiente: su largo es $L = 15 \text{ m}$, su ancho es $B = 5.1 \text{ m}$, y la altura de la zona de placas es $H = 3.3 \text{ m}$. Por otro lado, las placas tienen cada una longitud de $l_p = 2.1 \text{ m}$, un espesor $e = 5 \text{ mm}$, una separación entre placas de $d = 15 \text{ cm}$, y una inclinación de $\alpha = 60^\circ$. Se sabe que la longitud longitudinal que ocupan las placas es de 14 m .

En primer lugar se determina el área superficial que ocupan las placas (A_{placas}) a partir de la longitud que ocupan las placas.

$$A_{placas} = 14 \times 5,1 = 71 \text{ m}^2$$

La tasa de sedimentación debe encontrarse entre 120 y 150 m/d:

$$TS = \frac{Q}{A_{placas}} = 92 \text{ m/d}$$

A continuación se halla el área normal al flujo ($A_{\perp placas}$):

$$A_{\perp placas} = A_{placas} \times \text{sen} \alpha = 62 \text{ m}^2$$

Con esta área se halla la velocidad longitudinal media, la misma según la bibliografía debe estar entre 10 y 25 cm/min.

$$v_0 = \frac{Q}{A_{\perp placas}} = 7.4 \text{ cm/min}$$

Como se puede apreciar tanto la tasa de sedimentación (TS) como la velocidad longitudinal media (v_0) se encuentran por debajo de las recomendaciones. Posteriormente se estudiará si v_0 cumple con la condición de no resuspensión según Richter.

Para asegurar que el flujo sea laminar se debe verificar que el número de Reynolds sea menor a 500:

$$Re = \frac{2 v_0 d}{\nu} = 369$$

En donde d es la separación entre las placas. A continuación se procederá a hallar la longitud útil de cada placa (L_u). Esta es la longitud en la cual el flujo en la placa es laminar, ya que existe una distancia x al inicio de cada placa en la cual el flujo no es laminar. Esta distancia x es igual a:

$$x = 0.013 Re d = 0.7 \text{ m}$$

Con esa distancia x se halla la longitud útil de cada placa de la siguiente manera:

$$L_u = l_p - x = 2.1 - 0.7 = 1.4 \text{ m}$$

De la bibliografía se sabe que se debe cumplir que $L_u/d \geq 20$. En este caso no se cumple esta relación por lo que se puede decir que la separación entre las placas es excesiva.

$$\frac{L_u}{d} = 9.2$$

Por último se verificará si se da la resuspensión de partículas. Para esto, según Richter debe cumplirse la siguiente relación:

$$v_0 \leq \left(\frac{Re}{8}\right)^{0.5} \times v_{sc}$$

En donde v_{sc} es la velocidad de sedimentación crítica. Para sedimentadores de flujo laminar no se cumple que esta velocidad sea igual a la tasa de sedimentación, como si ocurre para sedimentadores convencionales. En este caso la velocidad de sedimentación crítica cumple la siguiente igualdad:

$$v_{sc} = \frac{v_0}{\sin \alpha + \frac{L_u}{d} \cos \alpha} = 0.022 \text{ cm/s}$$

La condición de no resuspensión se cumple para las condiciones estudiadas:

$$0.12 \text{ cm/s} \leq 0.15 \text{ cm/s}$$

Zona de salida

Como se mencionó anteriormente este sedimentador está dividido en dos por una canaleta central la cual recoge el agua clarificada proveniente de las canaletas con vertederos. La zona de salida de agua clarificada consta de 6 canaletas en cada lado del sedimentador, por lo que se tendrán 12 canaletas de recolección de agua clarificada (en el momento de la primer visita una de las canaletas estaba fuera de servicio por reparación, para esta evaluación se consideraran las 12 canaletas). Cada canaleta cuenta con 48 vertederos triangulares.



Figura 8.11 Sedimentador de Flujo Laminar

Las canaletas tienen un largo igual a 2,20 metros y un ancho de 25 centímetros. Los vertederos, al igual que para el sedimentador convencional, son triangulares y tienen una altura de 6 centímetros, un ancho superior de 12 centímetros y se encuentran separados entre ellos cada 5 centímetros.

A continuación se pasara a evaluar el funcionamiento de las canaletas y de los vertederos triangulares, para determinar en qué condiciones están funcionando.

Caudal de tratamiento (m³/h)	272,5
Longitud de canaletas (m)	2,2
Número de canaletas	12
Longitud total de vertederos (m)	52,8
Caudal / metro lineal de vertedero (l/s/m)	1,4

Tabla 8.20 Resultados para canaletas y vertederos triangulares

Por recomendaciones bibliográficas presentadas en la Tabla 8.21 se puede observar que el caudal lineal por metro de vertedero está por debajo de los valores recomendados.

CAUDAL POR METRO LINEAL DE VERTEDERO	REFERENCIA
$q_L < 2,0 \text{ l/s/m}$	Carlos Richter
$q_L < 3,0 \text{ l/s/m}$	Acevedo Netto
$q_L < 3,3 \text{ l/s/m}$	J. Arboleda
$q_L < 2,5 \text{ l/s/m}$	Enohsa
$q_L < 2,1 \text{ l/s/m}$	G. Culp (agua de baja turbiedad)
$q_L < 3,1 \text{ l/s/m}$	G. Culp (agua de elevada turbiedad)

Tabla 8.21 Recomendaciones para caudal por metro lineal de vertedero

Con lo calculado en la Tabla 8.20, considerando descarga libre en cada canal, a partir de la siguiente expresión se determina el tirante máximo en cada canaleta:

$$q = 1,38 * b * h^{1,5}$$

Despejando se obtiene:

$$h = \left(\frac{q}{(1,38 * b)} \right)^{\left(\frac{1}{1,5} \right)}$$

Resultando:

$q_L \text{ (l/s/m)}$	1,4
Longitud de vertederos (m)	53
Número de canaletas	12
Caudal en las canaletas, $q \text{ (m}^3/\text{s)}$	0,006
Ancho de canaletas (m)	0,25
Tirante máximo (m)	0,07

Tabla 8.22 Tirante máximo en canaletas de recolección. Sedimentador de Flujo Laminar

Se pudo confirmar que el tirante calculado se aproxima al tirante medido en planta en cada canaleta. Según recomendaciones bibliográficas el tirante máximo debe ser igual o menor al 75% de la altura del fondo del canal al borde inferior del vertedero, por lo observado en planta esto se cumple, ya que dicha altura es de 12 centímetros, siendo 7 centímetros el 58%.

A continuación se evaluó el funcionamiento actual de los vertederos. Se sabe que son vertederos triangulares, con un ángulo de 90°, de base y altura 6 centímetros y entre ellos hay una separación de 5 centímetros. En base al caudal por cada canal, la cantidad de vertederos en cada canal, se determinará el caudal y tirante de descarga en cada vertedero a partir de la siguiente expresión, de descarga por un vertedero triangular:

$$Q = K * \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) * H^{5/2}$$

Dónde:

- Q: Caudal por cada vertedero
- K: Coeficiente de descarga de vertedero (1,4)
- H: Altura sobre vertedero (m)
- Θ : Angulo de vertedero (para $\Theta=90^\circ$, $\tan (\Theta/2)=1$)

Caudal en las canaletas, q (m³/s)	0,006
Numero de vertederos	12
Altura de vertederos (m)	0,06
Ancho superior de vertederos (m)	0,12
Separación entre vertederos (m)	0,05
Longitud de canaleta (m)	2,04
Caudal (m³/s)	0,000263
Θ (grados)	90
K (coeficiente de descarga vertedero)	1,4
Altura sobre vertedero, H(m)	0,03

Tabla 8.23 Altura sobre vertedero para canaletas del Sedimentador de Flujo Laminar

Se puede observar que la descarga por cada vertedero se realiza con un tirante de 3 centímetros, valor que fue verificado en Planta.

En la zona de salida del agua clarificada debe limitarse la velocidad de aproximación colocando el suficiente número de canaletas o tuberías de modo de no arrastrar flóculos. Hudson recomienda que la separación entre canaletas debe ser tal que no supere el doble de la profundidad de la zona de sedimentación. Acevedo Netto sugiere que la distancia libre entre canaletas debe cumplir la siguiente relación:

$$0,25 H \leq d \leq 0,60 H$$

- H = Profundidad de la zona de sedimentación
- d = Espacio libre entre canaletas

La profundidad del sedimentador es de 3,3 metros y las canaletas están separadas 2 metros, por lo tanto, se cumple la recomendación de Hudson no superando el doble de la profundidad y se cumple con la recomendación de Acevedo Netto $0,83m$ (separación mínima) $\leq d=2$ metros $\leq 2m$ (separación máxima).

Zona de lodos

El sedimentador de placas planas paralelas cuenta con válvulas de fondo las cuales se operan de forma manual para la evacuación del lodo formado. Al no conocerse las dimensiones de la zona de lodos de dicho sedimentador, en este caso se determinará aproximadamente el volumen ocupado por el lodo ya que se sabe que se realiza una purga cada dos horas durante dos minutos.

El lodo es evacuado directamente hacia el Río Tacuarembó Chico a través de una tubería de 300 mm de diámetro aguas abajo de la toma.

Realizando la misma estimación teórica de lodos que para el sedimentador convencional:

Turbiedad del agua bruta (NTU)	23,5
Color del agua bruta (unid.Pt-Co)	49
Dosis de Sulf. Al (mg/l Al₂(SO)₃.18H₂O)	121,3
K (18 H₂O)	0,23

Tabla 8.24 Parámetros para el cálculo del volumen de lodos

$$S = \frac{0,2 * Color + 1,3 * Turbiedad + k * Dosis}{1000}$$

S (kg Sól sec / m3 ag. trat)	0,068
-------------------------------------	--------------

Además:

$$M_L = \frac{\eta SQ}{C}; V_L = \frac{M_L}{\delta_L}; \delta_L = 1 / \left(\frac{C}{\delta_s} + \frac{1-C}{\delta} \right)$$

Dónde:

- M_L= Masa de lodos (kg lodo/hora)
- η: Rendimiento del Sedimentador (se adopta η=1)
- Q: Caudal (m³/h)
- C: Concentración de solidos secos en el lodo (Kg s.secos/Kg lodos)
- V_L: Volumen de lodos (m³de lodo/hora)
- δ_L: Densidad del lodo (Kg lodo/m³ de lodo)
- δ_s: Densidad de solidos secos (Kg/m³): 1300-2300
- δ: Densidad del agua (Kg/m³)

Caudal (m^3 / h)	272,5
δ (densidad del agua)	1000
δ_s (Kg solidos secos / m^3 lodos)	1800
C (Kg S.Secos / Kg lodos)	0,012
η (rendimiento del sedimentador)	1
δ_L (Kg lodos / m^3 lodos)	1005,4
M_L (Kg lodos/hora)	1550
V_L (m^3 lodo/hora)	1,54

Tabla 8.25 Volumen de lodos. Resultados

Se obtiene que se generan $1,54 \text{ m}^3$ de lodo/hora. Como la descarga la realizan cada 2 horas, el sedimentador cuenta con al menos un volumen igual a $3,5 \text{ m}^3$ para la acumulación de lodos.

Se puede concluir de esta unidad que:

- Presenta una tasa de sedimentación muy por debajo de las recomendaciones brindadas por bibliografía. Valor evaluado 75 m/d , recomendación 120 m/d a 150 m/d .
- Velocidad longitudinal media (v_0) se encuentra por debajo de las recomendaciones bibliográficas. Valor evaluado: $7,4 \text{ cm/min}$, valor recomendado: entre 10 y 25 cm/min .
- La relación L_u/d según recomendación bibliográfica debería presentar valores mayores a 20 , sin embargo dicha relación tiene un valor igual a $9,2$, indicando que la separación entre las placas es muy excesiva.
- En cuanto a la zona de salida del agua se puede afirmar que esta unidad funciona sin inconvenientes para el caudal tratado en la actualidad.
- En cuanto a la zona de lodos al no tener las dimensiones de dicha zona no se puede realizar ninguna afirmación, pero aparentemente la operación de evacuación de lodos parece ser la adecuada.

8.6 Filtración

El proceso de Filtración consiste en remover partículas tales como flóculos, partículas primarias coloidales o suspendidas, algas, bacterias, virus, protozoarios y/u otros microorganismos, a través de diversos mecanismos que se producen al pasar el agua a través de un medio poroso.

El medio poroso generalmente consiste en un manto de arena silíceo o carbón de antracita, aunque existen otros medios filtrantes, como las tierras diatomáceas.

Filtrando el agua sedimentada, se remueven las partículas remanentes de esos procesos, que por algún motivo no lograron ser separadas.

Cuando el agua tiene bajo contenido de partículas y determinadas características hidrobiológicas y/o físico químicas, se puede suprimir la etapa de sedimentación, filtrando directamente el agua coagulada (floculada o no). Ese proceso se denomina “Filtración Directa”.

La filtración debe dar la garantía final de la remoción de partículas, y con ello una “preparación” del agua para la desinfección, ya que la ausencia de turbiedad y color favorece la acción de los desinfectantes.

La filtración es fundamental en la remoción de contaminantes microbiológicos, además de partículas que causan turbiedad y color, en los filtros quedan retenidos virus, bacterias algas y protozoarios, muchos de los cuales son resistentes a la acción del cloro

La filtración es la única operación de tratamiento que es de tipo “batch”, los filtros deben sacarse de operación para lavarse. El lavado se efectúa invirtiendo el sentido del flujo para retirar las impurezas que quedaron retenidas.

La calidad del agua afluente que admite un filtro depende de muchos factores, especialmente de la composición del manto filtrante, de la tasa de filtración y del estado de conservación.

Es imprescindible que el agua esté coagulada para que los filtros desarrollen una eficiencia adecuada. En general, en plantas convencionales, es deseable que el agua sedimentada que ingresa a los filtros, tenga valores de turbiedad por debajo de 2 NTU, y color menor que 5 Unid. Pt-Co (color verdadero).

Otro aspecto a considerar es que la presencia de algas puede afectar la eficiencia del proceso, en especial las filamentosas que tienen la propiedad de colmatar rápidamente los medios filtrantes.

En cuanto a la calidad del agua filtrada, el objetivo debe ser obtener agua filtrada con turbiedad inferior a 0,5 NTU, y preferentemente del orden de 0,1 NTU. La Norma UNIT 833 indica VMP = 1,0 NTU en el agua tratada. Luego de lavado un filtro, y efectuado el filtrado al desagüe correspondiente, durante un tiempo que representa el tiempo de “maduración” del medio filtrante, se pueden admitir turbiedades superiores a las indicadas.

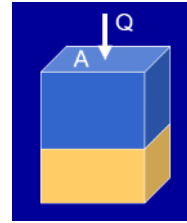
La tasa de filtración (carga superficial, velocidad de filtración o de aproximación), se calcula dividiendo el caudal entre el área de la superficie filtrante.

La velocidad del agua dentro del lecho es mayor, en función de la porosidad del mismo.

$$TF = Q/A$$

Dónde:

- Q: caudal en m^3/h
- A: área en m^2
- TF: en m/h



Se debe mencionar que la tasa de filtración depende de:

- La calidad del agua afluente
- La granulometría, profundidad y estado de conservación del manto
- El sistema de control de filtración
- La geometría de la caja del filtro

La Tabla 8.26 muestra los valores típicos de Tasa de Filtración para diferentes tipos de filtro.

Tipo de filtro	Tasa de filtración ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$)
Lecho simple (arena)	Máxima: 8
	Media: 6
Lecho mixto (arena-antracita)	10-20
Lecho profundo (arena o antracita)	10-20

Tabla 8.26 Tasas de filtración para diferentes lechos

Como se mencionó anteriormente la Planta de Tacuarembó cuenta con 8 filtros, de los cuales 4 se encuentran inmediatamente a la salida del sedimentador de placas planas, otros 3 se encuentran bajo techo y el último un poco más alejado de los tres anteriores pero al aire libre.

Los 4 filtros que se encuentran a continuación del sedimentador de alta tasa se llamarán **primera línea de filtración**, ya que los cuatro tienen las mismas dimensiones, las cuales son las siguientes:

L = 4,40m, B = 2,20m y 3,30 m de profundidad



Figura 8.12 Primera línea de filtración

En tanto al otro conjunto formado por tres filtros interiores y uno exterior, se llamarán **segunda línea de filtración**. Los otros 4 filtros tienen las siguientes dimensiones:

$L = 4.50\text{m}$, $B = 3.40\text{m}$, $H_{\text{agua}} = 2.20\text{m}$.



Figura 8.13 Segunda línea de filtración

A continuación se evaluó ambas líneas de filtros en diferentes situaciones. Como se mencionó anteriormente la planta cuenta con 8 filtros, de los cuales actualmente funcionan 6. Para evaluar dicho funcionamiento se comenzó calculando la tasa de filtración de cada filtro en el estado actual y luego se calculó dicho valor con los 8 filtros funcionando, suponiendo que estos entrarán en servicio a la brevedad.

Se realizaron los siguientes supuestos. En primer lugar se supuso que los ocho filtros estuviesen operando. En segundo lugar se supuso que el caudal tratado (545 m³/h) se divide de igual forma para cada filtro.

Con las suposiciones anteriores se calculó la tasa de filtración para cada filtro, tanto para los que forman la primera línea de filtración como la segunda línea.

Tasa de filtración para cada filtro que forma la primera línea de filtración:

$$TF1 = \frac{Q}{A} = \frac{545}{8 * 2,2 * 4,4} = 7 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

En esta situación de ocho filtros funcionando, la Planta por periodos de tiempo de 5 a 10 minutos, por causas de limpieza de filtros, funcionaría con siete filtros, situación que se daría al menos ocho veces al día (80 minutos al día aproximadamente), ya que cada filtro tiene una carrera de filtración de 24 horas. Para este caso se calcula la tasa de filtración para cada uno, ya que al faltar uno de los filtros se estaría “recargando” a los demás.

$$TF1 = \frac{Q}{A} = \frac{545}{7 * 2,20 * 4,40} = 8,1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Por lo tanto la primera línea de filtros al momento del lavado de uno de los 8 filtros trabajaría con una tasa de filtración de 8,1 m³/m²/h, superando levemente el valor máximo establecido por bibliografía de 8 m³/m²/h para estos tipos de filtro (lecho simple).

Para dicha situación, de 8 filtros operando se calculará la tasa de filtración para la segunda línea de filtros, de los cuales tres de los cuatro datan de los orígenes de la Planta (1929).

Con las dimensiones presentadas anteriormente de cada filtro que forma esta línea de filtración la tasa de filtración sería la siguiente:

$$TF2 = \frac{Q}{A} = \frac{545}{8 * 4,50 * 3,40} = 3,4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Ahora calculando dicha tasa de filtración al momento que se lava uno de los filtros, la misma sería para los filtros que forman esta línea, igual a:

$$TF2 = \frac{Q}{A} = \frac{545}{7 * 4,50 * 3,40} = 3,9 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Como se mencionó, esta situación no es la real, por eso, a continuación se pasará a determinar la tasa de filtración para cada filtro, sabiendo que 6 de los 8 son los que están funcionando actualmente.

Nuevamente se tomara como supuesto que el caudal total procesado por la Planta se divide en igual forma para cada filtro, en base a esto se obtiene el siguiente resultado para la primera línea de filtración:

$$TF1 = \frac{Q}{A} = \frac{545}{6 * 2,20 * 4,40} = 9,4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Suponiendo ahora que un lavado de filtros, como máximo, dura unos 10 minutos, por lo que al tener cada uno una carrera de filtración de 24 horas, la Planta estaría funcionando con 5 filtros una hora al día. Por lo tanto la tasa de filtración para la primera línea de filtros en dicha situación sería la siguiente:

$$TF1 = \frac{Q}{A} = \frac{545}{5 * 2,20 * 4,40} = 11,3 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

En la situación actual la tasa de filtración para la segunda línea de filtros es la siguiente:

$$TF2 = \frac{Q}{A} = \frac{545}{6 * 4,50 * 3,40} = 4,6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

En el momento que uno de los filtros se comienza a lavar, la tasa de filtración para esta línea sería la siguiente:

$$TF2 = \frac{Q}{A} = \frac{545}{5 * 4,50 * 3,40} = 5,5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Como conclusión para esta etapa de tratamiento, en cuanto a la tasa de filtración:

- Con los resultados obtenidos suponiendo que los ocho filtros estén funcionando, se puede decir que cumplen con recomendaciones bibliográficas (Tabla 8.26), tal vez con valores de tasa de filtración muy próximos al máximo establecido.
- En dicha situación, la Planta estaría funcionando unos 80 minutos al día con 7 filtros, en este caso la primera línea de filtración estaría trabajando con una tasa igual a 8,1 m³/m²/h, superando apenas el límite máximo establecido para estos filtros. La tasa de filtración para los filtros de la primera línea es de 3,5 m³/m²/h y para la segunda línea es 3,9 m³/m²/h, valores que estarían cumpliendo con las recomendaciones, pero por debajo del valor medio recomendado.
- A pesar de partir de supuestos, tales como una igual distribución de caudal en cada filtro, en el momento actual, los filtros de la segunda línea se aproximan al valor medio recomendado por bibliografía (6 m³/m²/h) para estos tipos de filtros, indicando un buen funcionamiento de los mismos a pesar de los años que estos llevan operando de manera interrumpida. Con el supuesto anterior, la primera línea de filtración estaría funcionando con tasas que superan ampliamente los valores recomendados, llegando al valor de 11,3 m³/m²/h al momento de lavar uno de los filtros.

Sin embrago:

- Surge de la visita a sitio la identificación de la forma de trabajo de los filtros que forman la segunda línea de filtración. Debido a la alta producción (recordar que la planta fue proyectada para tratar 400 m³/h) y la antigüedad de los filtros, los mismos no están operando a tasa constante, pues no se produce el corte hidráulico en la caída libre de las canaletas sino que el nivel sobre el manto filtrante supera el borde superior de las canaletas lo que produce una lámina uniforme de agua sobre la superficie total del filtro. Debido a lo anterior, **la tasa de filtración es variable**; depende de la suciedad del filtro que provoca variación del nivel de agua sobre el manto.
- Al no tener las dimensiones de los conductos por los cuales se transporta el agua proveniente de los sedimentadores, no se puede estimar correctamente el caudal que le es descargado en cada filtro, sin embrago, durante las visitas se pudo observar una diferencia considerable en el último filtro de la segunda línea de filtración (filtro exterior) del nivel de agua sobre las canaletas, indicando esto que: o a este filtro le está llegando mayor caudal que a los tres anteriores o que el manto filtrante de éste se encuentra muy colmatado de suciedad a pesar de los lavados diarios que se le realiza.

8.6.1 Evaluación de la velocidad de lavado

Trabajando con las planillas brindadas por la oficina técnica de OSE-Tacuarembó, se logró determinar el total de agua que no llegó a ser elevada durante el año 2014. Durante ese año el agua bruta captada desde el Río Tacuarembó Chico fue aproximadamente un total de 4758556 m³ y el volumen elevado fue aproximadamente 4573911 m³ en el año. En base a esto se determinó un volumen de “perdida” igual a 184645 m³.

Para el cálculo de la velocidad del lavado se realizó la siguiente suposición: se sabe que en el año 2014 se tuvo un volumen de pérdida de 184645 m³ aproximadamente, se va a suponer que dicho valor es debido a la “perdida” que se tuvo al momento del lavado de filtros, la pérdida que se tiene al momento de realizar la evacuación de lodo del sedimentador de placas planas paralelas y por último la pérdida que se tienen al momento de la limpieza del sedimentador convencional, en este último se va a suponer que se realizaron dos lavados por mes. Obviamente, la planta presenta otros tipos de pérdidas, las cuales no son consideradas como significativas comparándolas con las anteriores.

Por lo tanto, se sabe que la planta tuvo un volumen de pérdida igual a 184645 m³, se tiene además que se purga el sedimentador de placas planas dos horas por día, evacuando aproximadamente 4 m³, por lo que en un día se perderá 48 m³, en tanto en el año 2014, se perdieron 17520 m³ de agua debido a la purga del sedimentador de placas planas.

En cuanto al sedimentador convencional suponiendo que se realizaron dos lavados por mes durante el año 2014 y que el sedimentador tiene un volumen aproximado a 370 m³, en el año 2014 se perdió un volumen de 8887 m³ debido al lavado de dicho sedimentador. Por lo tanto, si se resta al volumen total, el lavado y purga de cada sedimentador se obtiene que 158238 m³ es el volumen “perdido” para el lavado de filtros durante el año 2014.

Por lo tanto se parte de que se utilizó un total de 158238 m³ de agua para el lavado de filtros en el año 2014, ese caudal se supone que se divide en 6 partes iguales, por lo que cada filtro utilizó un total de 26373 m³ en el año para su lavado, dividiendo este valor entre 365 días, cada filtro utiliza unos 72,3 m³ al día para sus respectivos lavados (se recuerda que los filtros tiene una carrera de 24 horas).

Como se mencionó anteriormente el lavado de un filtro dura entre 5 a 10 minutos. Durante la primera visita se logró presenciar el lavado de uno de los filtros de la segunda línea de filtración y se pudo verificar que dicho lavado duro aproximadamente unos 10 minutos, tal vez unos minutos más, en base a este tiempo se determina el caudal de lavado, dividiendo el volumen que utiliza cada filtro en dicho proceso.

$$QLav = \frac{72,3}{10} = 7,23 \text{ m}^3/\text{min}$$

Para determinar aproximadamente la velocidad de lavado en cada filtro perteneciente a cada línea de filtración, se divide el caudal utilizado entre el área de cada uno.

Los filtros de la primera línea de filtración tienen una velocidad de lavado aproximadamente igual a:

$$VLav1 = \frac{7,23}{9,7} = 0,75 \text{ m/min}$$

En tanto la velocidad de lavado para los filtros de la segunda línea de filtración es igual a:

$$VLav2 = \frac{7,23}{19,8} = 0,37 \text{ m/min}$$

Las recomendaciones bibliográficas mencionan que las velocidades de lavado deben estar entre 0,6 m/min a 0,9 m/min, para filtros que son lavados solamente con agua.

Observando los resultados, la primera línea tiene velocidad de lavado entre las recomendaciones mencionadas, en tanto la segunda línea de filtros tiene una velocidad de lavado muy por debajo de las recomendaciones.

Se debe aclarar nuevamente que esta es la situación actual de la planta, con 6 filtros funcionando, ya que se pudo constatar que durante todo el año 2014 se trabajó con dicha situación.

Observación: según lo comentado por el personal en planta, aproximadamente ese sería el volumen para el lavado de filtros, no se tiene un valor exacto ya que el lavado de filtros no solo se realiza con un tanque elevado sino que también se toma agua desde la línea para generar mayores presiones y así expandir el manto filtrante. Con solo utilizar la presión que genera el tanque elevado no se lograría expandir lo suficiente el manto filtrante para dicho lavado, indicando esto, o un manto filtrante totalmente colmatado, o una mala proyección del tanque elevado.

8.6.2 Evaluación del depósito de agua para lavado

En base a lo que se determinó anteriormente y sabiendo de que el tanque elevado utilizado para el lavado de dichos filtros, tiene una capacidad aproximada a 140 m³, basándose además en recomendaciones bibliográficas se puede realizar una pequeña evaluación de que si dicho tanque elevado tiene el volumen suficiente como para realizar el lavado de filtros.

Diferentes bibliografías recomiendan distintas relaciones entre el volumen utilizado para el lavado de cada filtro y el volumen de almacenamiento para dicha acción. Por lo general todas las recomendaciones convergen en que el tanque al menos debe almacenar el volumen de agua

correspondiente a un tiempo de lavado de 10 minutos, de acuerdo a la velocidad ascensional adoptada. Además dicen que se debe tener en cuenta el número de filtros y otros usos de agua que pueden resultar en un volumen adicional.

En este caso se tiene un tiempo de lavado de 10 minutos aproximadamente, valor que se encuentra dentro de lo recomendado y 6 filtros funcionando. Como se vio anteriormente el volumen de lavado aproximado para cada filtro es de $72,3 \text{ m}^3$.

Arboleda recomienda que el volumen del tanque de almacenamiento debe ser una vez y media más grande que el volumen utilizado para lavar cada filtro, en el caso de que la planta cuente con 6 o menos filtros.

Multiplicando $72,3 \text{ m}^3$ por 1,5 nos estaría dando $108,5 \text{ m}^3$, es lo que debería de almacenar el tanque elevado. Como se observa dicho valor cumple con lo recomendado.

8.7 Desinfección

8.7.1 Introducción

Desinfectar el agua destinada al consumo humano consiste en inactivar o destruir los agentes patógenos que pueden ser causa de enfermedades de transmisión hídrica, la misma es una medida esencial para la salud pública, y su importancia ha sido ampliamente comprobada.

Si bien con los tratamientos convencionales del agua se puede remover más del 99% de los microorganismos presentes en la misma, se requiere de la desinfección para producir agua segura desde el punto de vista microbiológico, especialmente para fuentes de agua superficiales.

La desinfección si bien causa la destrucción de otros microorganismos además de los patógenos, no necesariamente implica la destrucción total de todos los organismos vivos presentes en el agua, es decir la esterilización.

Por lo tanto, en el agua destinada al consumo humano se acepta la presencia de organismos vivos, en determinadas concentraciones que no pongan en riesgo la salud de la población abastecida. La desinfección del agua de bebida es un proceso que si se lleva a cabo en forma correcta resulta en la disminución de la mayor parte de las enfermedades de transmisión hídrica, pero debe hacerse en forma tal que no introduzca riesgos adicionales mediante el uso inadecuado de los desinfectantes.

En un sistema de potabilización de aguas superficiales se deben optimizar los procesos con el objetivo de propiciar la remoción de los patógenos. Las aguas a ser desinfectadas deben estar libres de partículas coloidales causantes de turbiedad y color que puedan interferir con la acción del agente desinfectante. Así la desinfección alcanza su máxima eficiencia con las aguas claras. Por lo tanto es importante optimizar los procesos previos de clarificación y filtración del agua de modo de lograr una eficiente reducción de turbiedad y color, lo cual potencia la remoción de patógenos y la posterior desinfección.

La remoción y/o inactivación de contaminantes microbianos se puede expresar como una cantidad x-log, donde x es un número decimal positivo:

$$\text{Log}_{\text{inactivación}} = \text{Log}\left(\frac{N_0}{N}\right)$$

$$\text{Log}_{\text{inactivación}} = \text{Log}\left(\frac{100}{100 - \% \text{inactivación}}\right)$$

$$\% \text{inactivación} = \text{Log}\left(1 - \frac{1}{10^{\text{Log}_{\text{inactivación}}}}\right) * 100$$

La eficiencia de los procesos de remoción se identifica por su “log de remoción”, y la de inactivación como “log de inactivación”

0,5 log = 68,38 % de inactivación

1,0 log = 90% de inactivación

2,0 log = 99% de inactivación

3,0 log = 99,9% de inactivación

4,0 log = 99,99 % de inactivación

8.7.2 Tiempo de contacto

Para inactivar los microorganismos se necesita someterlos a una concentración de desinfectante residual C , durante un tiempo T . El producto $C \cdot T$ es un parámetro fundamental en los procesos de desinfección. Cuanto mayor es la concentración de desinfectante activo, menor es el tiempo que se necesita para inactivar o destruir los microorganismos. Cuanto mayor sea el tiempo de contacto entre los organismos y el desinfectante, mayor será la posibilidad de interacción y, por lo tanto, mayor será el número de organismos inactivados.

Dado que los cortocircuitos son comunes en los sistemas de tratamiento, para las regulaciones se utiliza el término **T₁₀** como tiempo de contacto. Donde **T₁₀** es definido como el tiempo en que el 90% del agua que ingresa a determinada unidad esta todavía retenida en la misma, o lo que es lo mismo el tiempo en que el 10% del agua abandono la unidad

$$T = \frac{V}{Q} \quad (\text{Tiempo de retención medio})$$

$$T_{10} = \frac{V}{Q} * \frac{T_{10}}{T}, \text{ Donde } \frac{T_{10}}{T} \text{ es el "factor de baffle"}$$

La desinfección se lleva a cabo en el depósito de aguas claras. La inyección del desinfectante, cloro gas, se realiza a una línea de agua la cual se dirige a un depósito de agua superclorada. Dicho depósito se encuentra conectado con el tanque de aguas claras. El tanque de aguas claras, como se mencionó en la descripción de la planta, está formado por dos tanques rectangulares de iguales dimensiones los cuales se encuentran conectados entre sí por intermedio de una compuerta la cual es cerrada para la limpieza de cada uno de manera independiente. Los dos tanques acumulan en conjunto unos 940 m³ y a los mismos les llega el agua filtrada de la Planta convencional como el agua filtrada de la UPA. La evaluación de este depósito se realizó con la suma de los dos caudales de ambas líneas de tratamiento (caudales promedios tratados en el año 2014), o sea 545 m³/h de la línea de tratamiento convencional y 92 m³/h de la UPA, en total 637 m³/h.

Los tanques de almacenamiento no poseen ningún tabique central que proporcionen mayores tiempos de contacto con el desinfectante, lo que implica que el factor baffle es bajo, T₁₀/T aproximadamente 0,30.

Por lo tanto el tiempo en que el 90% del agua aún permanece en el tanque:

$$T_{10} = \frac{940}{637} * 0,3 = 1,47 * 0,3 = 0,44 \text{ h}$$

En base al resultado anterior se puede decir que el tiempo de contacto en los depósitos es de 26 minutos aproximadamente, siendo este un valor inferior a los 30 minutos recomendados por diferentes bibliografías. Como se mencionó anteriormente el proceso de desinfección busca inactivar microorganismos por medio de una agente químico, en este caso cloro gas.

La EPA establece en su reglamento SWTR, que el sistema de tratamiento debe eliminar por remoción e inactivación 3-Log (99,9%) de Giardia y 4-Log (99,99%) de virus. Considera además que solamente para la inactivación de Giardia es necesario 0,5-Log (68,37%)

De los partes mensuales suministrados por la oficina técnica de OSE-Tacuarembó, el cloro libre residual promedio durante el año 2014 medido en la elevación de agua hacia la red fue de 1.4mg/L.

Por lo tanto se puede calcular el valor de **Clibre*T10**, parámetro fundamental a la hora de determinar las inactivaciones de distintos patógenos y virus.

$$Clibre * T10 = 1,4 * 0,44 * 60 = 37 \frac{mg}{L} * min$$

Para estimar la inactivación, se procederá a considerar los siguientes valores: temperatura 15°C la cual es una temperatura razonable del cuerpo de agua para los meses más fríos del año y sería la situación más crítica, pH entre 6,5 y 8 para abarcar un buen rango de este parámetro, aunque por intermedio de los partes mensuales brindados por la oficina Técnica de Ose-Tacuarembó se pudo observar que la variación de pH en el Río Tacuarembó Chico no es significativa, siempre ronda en el rango de 7 a 7,5.

La Tabla 8.27 muestra el producto C*T para la incativacion de virus con cloro libre (mg/L*min).

T (°C)	Log de Inactivación					
	2,0 – log		3,0 – log		4,0 - log	
	pH 6-9	PH 10	PH 6-9	pH 10	pH 6-9	pH 10
0,5	6	45	9	66	12	90
5	4	30	6	44	8	60
10	3	22	4	33	6	45
15	2	15	3	22	4	30
20	1	11	2	16	3	22
25	1	7	1	11	2	15

Tabla 8.27 C*T para inactivación de virus. Referencia EPA, 1999. “Disinfection Profiling and Benchmarking Guidance Manual”

Para la inactivación de 4-log (99.99% inactivación) de virus a 15 °C y en el rango de pH elegido se necesita al menos un C*T igual 4 mg/L*min, como el producto C*T en este caso es igual a 37 mg/L*min se estaría inactivando un porcentaje mayor que 4-log.

En cuanto a la inactivación de Giardia, también según dicha publicación de EPA, para una temperatura mínima de 15°C y pH máximo de 8 sería necesario un C*T=114 para 3-log de inactivación de Giardia Cysts (99.9% inactivación).

Utilizando la siguiente expresión se determinará el porcentaje de inactivación actual de Giardia para una temperatura de 15°C. Primero se evaluará el porcentaje de inactivación con un pH igual a 6,5 para luego evaluar con un pH igual a 8.

$$CT = (0,361 I) (-2,261 + e^{(2,69 - 0,065 * temp + 0,111 * C + 0,361 * pH)})$$

Donde:

I= Log de inactivación

C=Cloro residual libre (mg/L)

T=Tiempo de contacto T₁₀ (minutos)

Considerando temperatura 15Cº, pH 6,5 se obtiene:

Temperatura (°C)	15
C= Cloro residual libre (mg/l)	1,40
Tiempo de contacto T₁₀ (min)	26
pH	6,5
I= Log de inactivación	1,5
% inactivación	97,1 %

Tabla 8.28 Porcentaje de inactivación de Giardia a 15Cº, pH 6,5

Se observa que el porcentaje de inactivación para esta situación es del 97,1%, no cumpliendo con las recomendaciones que establece la EPA en cuanto a remoción, pero si para su inactivación.

Considerando temperatura 15Cº, pH 8 se obtiene:

Temperatura (°C)	15
C= Cloro residual libre (mg/l)	1,40
Tiempo de contacto T₁₀ (min)	26
pH	8
I= Log de inactivación	0,9
% inactivación	86,9 %

Tabla 8.29 Porcentaje de inactivación de Giardia a 15Cº, pH 8

En esta situación se obtiene un porcentaje de inactivación de la Giardia del 86,9%, la cual cumple para la inactivación de Giardia pero no para su remoción.

9 FUNCIONAMIENTO EN CONDICIONES PROYECTADAS

9.1 Introducción

A continuación se evaluará el funcionamiento de la planta convencional en el año de fin de período de previsión de este proyecto, el año 2045. Como se estimó anteriormente, el caudal que se espera que tratará la planta es $Q = 1300 \text{ m}^3/\text{h}$. Se evaluará el funcionamiento sin tener en cuenta la existencia de una UPA que trate una porción de ese caudal. Por este motivo y porque en las condiciones actuales la planta ya sobrepasa el límite de su capacidad, es de esperar que los parámetros de evaluación de cada unidad no resulten dentro de los valores adecuados.

9.2 Evaluación del Floculador

En primer lugar se calcula el volumen total del floculador, y el tiempo de retención:

$$V = (L \times B \times H) \times 36 = 164,7 \text{ m}^3$$

$$T = \frac{V}{Q} = 7,6 \text{ min}$$

A continuación se hallarán la velocidad en el canal y en los pasajes inferiores, para posteriormente hallar la pérdida de carga total.

La velocidad en los canales es:

$$v_1 = \frac{Q}{A_c} = \frac{1300}{0,5 \times 1,04} = 0,69 \text{ m/s}$$

En donde A_c es el área en cada canal que se forma entre chicanas

La velocidad en los pasajes es:

$$v_2 = \frac{Q}{A_p} = \frac{1300}{0,75 \times 1,04} = 0,46 \text{ m/s}$$

En donde A_p es el área en los pasajes inferiores.

Como ya se explicó anteriormente la pérdida de carga distribuida en los pasajes se desprecia para este tipo de floculadores, por lo tanto la pérdida de carga total en el floculador es según Di Bernardo:

$$h_T = \frac{nv_1^2 + (n-1)v_2^2}{2g} = \frac{72 \times 0,69^2 + 71 \times 0,46^2}{2 \times 9,81} = 2,5 \text{ m}$$

En donde n es el número de canales que se forman entre las chicanas, en este caso es 72 y g es la aceleración gravitatoria (m/s^2).

Con el valor de la pérdida de carga se halla el valor del gradiente de velocidad (G).

$$G = \sqrt{\frac{h_T g}{vT}} = \sqrt{\frac{2,5 \times 9,81}{10^{-6} \times 7,6 \times 60}} = 232 \text{ s}^{-1}$$

Por último el número de Camp (NC) se determina de la siguiente forma:

$$NC = G \times T = 232 \times 7,6 \times 60 = 105698$$

En la Tabla 9.1 se resumen los parámetros de la evaluación del floculador en las condiciones actuales.

Largo (m)	1.10
Ancho (m)	1.04
Altura (m)	4.00
Separación entre chicanas (m)	0.50
Abertura pasaje inferior (m)	0.75
Velocidad canales (m/s)	0.69
Velocidad pasajes inf. (m/s)	0.46
hT (m)	2.5
G (s⁻¹)	232
T (min)	7.6
NC	105697

Tabla 9.1. Parámetros del floculador. Condiciones actuales

Como era de esperar los parámetros principales que determinan el buen funcionamiento del floculador se encuentran por fuera de los valores recomendados. El gradiente de velocidad (G) es de 232 s⁻¹, cuando el máximo aceptado es de 80 s⁻¹. A su vez el tiempo de retención (T), el cual debe estar comprendido entre 15 min y 45 min, resulta en este caso de 7 min.

Por otro lado, las velocidades en los canales y pasajes, cumplen con los valores recomendados por la bibliografía.

9.3 Evaluación del Sedimentador horizontal

Dado que a priori se sabe que la planta no es capaz de tratar tal caudal, se analizarán los parámetros principales de la etapa de sedimentación, para cada sedimentador.

Primero se comenzará a evaluar el sedimentador convencional de flujo horizontal. Se supondrá nuevamente que el caudal total se divide a la mitad para cada sedimentador, por lo tanto cada sedimentador tratará 650 m³/h.

Con dicho caudal se determinará a continuación la tasa de sedimentación para luego determinar el tiempo de retención de esta unidad:

$$Ts \left(\frac{m}{h} \right) = Q / A_{sup}$$

$$TR(h) = Vol / Q$$

TS (m/h)	5,8
TR (hrs)	0,6

Dónde:

- **TS:** Tasa de Sedimentación o carga superficial
- **Tr:** Tiempo de Retención
- **Vol:** Volumen de la zona de sedimentación
- **Asup:** Área superficial del sedimentador

La tasa de sedimentación máxima admitida por bibliografía para un Sedimentador de estas características (Convencional de Flujo Horizontal) es de 1.75 m³/m²/h, lo que indica que el sedimentador en estudio se encuentra con un valor muy elevado en estas condiciones, comparándolo con la recomendación bibliográfica.

En lo que respecta al tiempo de retención, se recomienda para el diseño estar en el entorno entre 1.5 a 4.0 horas, el cual está muy por debajo de lo recomendado.

Otros parámetros de interés calculados:

- Velocidad horizontal (v_o) (condición de no arrastre de flóculos):

$$v_o \left(\frac{cm}{s} \right) = \frac{Q}{A_s} = 1,1 cm/s$$

Dónde:

- Q: caudal medio que ingresa a la unidad
- As: área de la sección (Base x Profundidad)

En base a la experiencia, algunos autores recomiendan velocidades longitudinales máximas para evitar el arrastre de lodos (flóculos ya sedimentados) en sedimentadores convencionales:

VELOCIDAD MÁXIMA (cm/s)	REFERENCIA
1,25	Acevedo Netto
0,75	C. Richter
2,00	WTPD (Awwa)
0,55	Rebhun y Argaman

Tabla 9.2 Velocidades longitudinales máximas recomendadas

Según Richter, recomienda un valor menor a 0,75cm/s por lo que el valor calculado estaría muy por encima de lo recomendado, pero por debajo de lo que recomienda Acevedo Netto como velocidad máxima.

- Relación Largo/ancho y Largo/alto

L/B	4,3
L/H	1,5

Según bibliografía (Di Bernardo) se recomienda para la relación L/B valores entre 2 y 5, por lo que basándonos en esta bibliografía la relación largo/ancho estaría entre éste rango. Para la

relación Largo/alto la bibliografía recomienda valores entre 2 y 25, por lo que estaríamos por debajo de lo recomendado.

- Tipo y estabilidad del flujo en la zona de sedimentación

El valor de Reynolds obtenido para este caso es de: **61729**

Si $Re < 2000$ Flujo laminar

Si $Re > 4000$ Flujo turbulento

Por tanto el flujo en la zona de sedimentación es turbulento. Además de acuerdo con Kawamura, $Re \leq 80000$ para que el flujo sea homogéneo dentro del Sedimentador debe cumplirse que $Fr > 1 \times 10^{-3}$ (Kawamura, 2000).

Operando se obtuvo que:

Temperatura Media anual (°C)	20
$u(m^2/s)$	$1,01 \times 10^{-6}$
Rh	1,44
Fr	$2,86 \times 10^{-3}$

Tabla 9.3 Número de Froude obtenido

A partir del valor del número de Froude hallado puede admitirse que hay estabilidad del flujo dentro de la zona de sedimentación.

Como se mencionó anteriormente la zona de salida de agua clarificada consta de cuatro canaletas con una configuración de vertederos muy particular. Cada canaleta cuenta con 44 vertederos triangulares, la configuración de estos es la siguiente: en cada extremo 22 vertederos (11 por lado) luego sobre la parte central una zona de canaleta sin vertedero (de 1,40 metros aprox.).

Las canaletas tienen una longitud igual al ancho del sedimentador (5,10 m), donde 1,40 m sobre la parte central de cada canaleta no existen vertederos, mientras que en los otros 3,70 m se distribuyen los 44 vertederos mencionados anteriormente. El ancho de las canaletas es de 25 centímetros. Los vertederos triangulares tienen una altura de 18 centímetros, un ancho superior de 12 centímetros y se encuentran separados entre ellos cada 5 centímetros.

A continuación se evaluó el funcionamiento de las canaletas y de los vertederos triangulares, para determinar en qué condiciones funcionarían con un caudal de $650 \text{ m}^3/\text{h}$.

Caudal de tratamiento (m^3/h)	650
Longitud de canaletas (m)	2,2
Número de canaletas	4
Longitud total de vertederos (m)	17,6
Caudal / metro lineal de vertedero (l/s/m)	10,3

Tabla 9.4 Caudal por metro lineal de vertedero

Por recomendaciones bibliográficas presentadas en la Tabla 9.4 se puede observar que el caudal lineal por metro de vertedero está muy por encima de los valores recomendados.

CAUDAL POR METRO LINEAL DE VERTEDERO	REFERENCIA
$q_L < 2,0 \text{ l/s/m}$	Carlos Richter
$q_L < 3,0 \text{ l/s/m}$	Acevedo Netto
$q_L < 3,3 \text{ l/s/m}$	J. Arboleda
$q_L < 2,5 \text{ l/s/m}$	Enohsa
$q_L < 2,1 \text{ l/s/m}$	G. Culp (agua de baja turbiedad)
$q_L < 3,1 \text{ l/s/m}$	G. Culp (agua de elevada turbiedad)

Tabla 9.5 Recomendaciones de caudal por metro lineal de vertedero

Con lo calculado en la Tabla 9.4, considerando descarga libre en cada canal, a partir de la siguiente expresión se determina el tirante máximo en cada canaleta:

$$q = 1,38 * b * h^{1,5}$$

Despejando se obtiene:

$$h = \left(\frac{q}{(1,38 * b)} \right)^{\left(\frac{1}{1,5} \right)}$$

Resultando:

q_L (l/s/m)	10,3
Longitud de vertederos (m)	18
Número de canaletas	18
Caudal en las canaletas, q (m³/s)	0,045
Ancho de canaletas (m)	0,25
Tirante máximo (m)	0,26

Tabla 9.6 Tirante máximo en la canaleta de recolección

Se observa en la tabla anterior que el tirante en la canaleta supera ampliamente la profundidad de la misma (18 centímetros) por lo que se tendrían canaletas de recolección totalmente colapsadas. A partir de esto no tiene sentido el cálculo del funcionamiento de los vertederos triangulares.

9.4 Evaluación del Sedimentador de flujo laminar

Como se detalló en capítulos anteriores las dimensiones del sedimentador de placas planas es la siguiente: su largo es $L = 15 \text{ m}$, su ancho es $B = 5.1 \text{ m}$, y la altura de la zona de placas es $H = 3.3 \text{ m}$. Por otro lado, las placas tienen cada una longitud de $l_p = 2.1 \text{ m}$, un espesor $e = 5 \text{ mm}$, una separación entre placas de $d = 15 \text{ cm}$, y una inclinación de $\alpha = 60^\circ$. Se sabe que la longitud longitudinal que ocupan las placas es de 14 m .

En primer lugar se determina el área superficial que ocupan las placas (A_{placas}) a partir de la longitud que ocupan las placas.

$$A_{placas} = 14 \times 15.1 = 71 \text{ m}^2$$

La tasa de sedimentación debe encontrarse entre 120 y 150 m/d:

$$TS = \frac{Q}{A_{placas}} = 220 \text{ m/d}$$

A continuación se halla el área normal al flujo ($A_{\perp placas}$):

$$A_{\perp placas} = A_{placas} \times \sin \alpha = 62 \text{ m}^2$$

Con esta área se halla la velocidad longitudinal media, la misma según la bibliografía debe estar entre 10 y 25 cm/min.

$$v_0 = \frac{Q}{A_{\perp placas}} = 17,5 \text{ cm/min}$$

Como se puede apreciar tanto la tasa de sedimentación (TS) se encuentra muy por encima de las recomendaciones, en tanto la velocidad longitudinal media (v_0) se encuentra dentro de las recomendaciones citadas. Posteriormente se estudiará si v_0 cumple con la condición de no resuspensión según Richter.

Para asegurar que el flujo sea laminar se debe verificar que el número de Reynolds sea menor a 500:

$$Re = \frac{2 v_0 d}{\nu} = 880$$

Se observa que dicha relación no se cumple y el Reynolds es excesivamente más grande a lo recomendado como límite máximo.

En donde d es la separación entre las placas. A continuación se procederá a hallar la longitud útil de cada placa (L_u). Esta es la longitud en la cual el flujo en la placa es laminar, ya que existe una distancia x al inicio de cada placa en la cual el flujo no es laminar. Esta distancia x es igual a:

$$x = 0.013 Re d = 1.7 \text{ m}$$

Con esa distancia x se halla la longitud útil de cada placa de la siguiente manera:

$$L_u = l_p - x = 2.1 - 1.7 = 0,40 \text{ m}$$

De la bibliografía se sabe que se debe cumplir que $L_u/d \geq 20$. En este caso no se cumple esta relación por lo que se puede decir que la separación entre las placas es excesiva.

$$\frac{L_u}{d} = 2,5$$

Por último se verificará si se da la resuspensión de partículas. Para esto, según Richter debe cumplirse la siguiente relación:

$$v_0 \leq \left(\frac{Re}{8} \right)^{0.5} \times v_{sc}$$

En donde v_{sc} es la velocidad de sedimentación crítica. Para sedimentadores de flujo laminar no se cumple que esta velocidad sea igual a la tasa de sedimentación, como si ocurre para sedimentadores convencionales. En este caso la velocidad de sedimentación crítica cumple la siguiente igualdad:

$$v_{sc} = \frac{v_0}{\sin \alpha + \frac{L_u}{d} \cos \alpha} = 0.14 \text{ cm/s}$$

La condición de no resuspensión se cumple para las condiciones estudiadas:

$$0.29 \text{ cm/s} \leq 1,4 \text{ cm/s}$$

En cuanto a la recolección del agua clarificada se recuerda que: las canaletas tienen un largo igual a 2,20 metros y un ancho de 25 centímetros.

A continuación se evaluó el funcionamiento de las canaletas, para determinar en qué condiciones están funcionando.

Caudal de tratamiento (m³/h)	650
Longitud de canaletas (m)	2,2
Número de canaletas	12
Longitud total de vertederos (m)	52,8
Caudal / metro lineal de vertedero (l/s/m)	3,4

Tabla 9.7 Caudal por metro lineal de vertedero

Por recomendaciones bibliográficas presentadas en la Tabla 9.5 se puede observar que el caudal lineal por metro de vertedero está por encima de los valores recomendados.

CAUDAL POR METRO LINEAL DE VERTEDERO	REFERENCIA
$q_L < 2,0 \text{ l/s/m}$	Carlos Richter
$q_L < 3,0 \text{ l/s/m}$	Acevedo Netto
$q_L < 3,3 \text{ l/s/m}$	J. Arboleda
$q_L < 2,5 \text{ l/s/m}$	Enohsa
$q_L < 2,1 \text{ l/s/m}$	G. Culp (agua de baja turbiedad)
$q_L < 3,1 \text{ l/s/m}$	G. Culp (agua de elevada turbiedad)

Tabla 9.8 Recomendaciones para caudal por metro lineal de vertedero para Sedimentador de Flujo Laminar

Con lo calculado en la Tabla 9.7, considerando descarga libre en cada canal, a partir de la siguiente expresión se determina el tirante máximo en cada canaleta:

$$q = 1,38 * b * h^{1,5}$$

Despejando se obtiene:

$$h = \left(\frac{q}{(1,38 * b)} \right)^{\left(\frac{1}{1,5} \right)}$$

Resultando:

q_L (l/s/m)	3,4
Longitud de vertederos (m)	53
Número de canaletas	12
Caudal en las canaletas, q (m³/s)	0,015
Ancho de canaletas (m)	0,25
Tirante máximo (m)	0,12

Tabla 9.9 Tirante máximo en las canaletas de recolección

La altura de cada canaleta es de 12 centímetros y el tirante calculado tiene el mismo valor, por lo que la canaleta se encontrará desbordada en estas condiciones.

En estas condiciones de funcionamiento no tiene sentido realizar la evaluación de funcionamiento de los vertederos triangulares.

9.5 Evaluación de la etapa de Filtración

Como se mencionó anteriormente la Planta de Tacuarembó cuenta con 8 filtros, de los cuales 4 se encuentran inmediatamente a la salida del sedimentador de placas planas, otros 3 se encuentran bajo techo y el último un poco más alejado de los tres anteriores pero al aire libre.

Los 4 filtros que se encuentran a continuación del sedimentador de alta tasa se llamó **primera línea de filtración**, ya que los cuatro tienen las mismas dimensiones, las cuales son las siguientes:

- $L = 4,40\text{m}$
- $B = 2,20\text{m}$
- Profundidad $= 3,30\text{ m}$

En tanto al otro conjunto formado por tres filtros interiores y uno exterior, se llamó **segunda línea de filtración**. Los otros 4 filtros tienen las siguientes dimensiones:

- $L = 4.50\text{m}$
- $B = 3.40\text{m}$
- $H_{\text{agua}} = 2.20\text{m}$

A continuación se pasará a evaluar ambas líneas de filtros en diferentes situaciones con un caudal a tratar de $1300\text{ m}^3/\text{h}$. Como se mencionó anteriormente, se cuentan con 8 filtros, de los cuales actualmente funcionan 6. Para evaluar dicho funcionamiento se comenzara calculando la tasa de filtración de cada filtro, se supondrá que los 8 filtros están aptos para trabajar.

Se realizaron los siguientes supuestos. En primer lugar, se supuso que los ocho filtros estuviesen operando. En segundo lugar, se supuso que el caudal total tratado ($1300\text{ m}^3/\text{h}$) se divide de igual forma para cada filtro.

Con las suposiciones anteriores se calculó la tasa de filtración para cada filtro, tanto para los que forman la primera línea de filtración como la segunda línea.

Tasa de filtración para cada filtro que forma la primera línea de filtración:

$$TF1 = \frac{Q}{A} = \frac{1300}{8 * 2,20 * 4,40} = 16,8\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

En tanto, la tasa de filtración para cada filtro de esta primera línea de filtración se encuentra por encima del máximo recomendado por las diferentes bibliografías ($8 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$) para este tipo de filtros.

En esta situación de 8 filtros funcionando, la Planta por periodos de tiempo de 5 a 10 minutos, por causas de limpieza de filtros, funcionaría con 7 filtros, situación que se daría al menos 8 veces al día (80 minutos al día aproximadamente), ya que cada filtro tienen una carrera de filtración de 24 horas. La tasa de filtración de los filtros de la primera línea, en la situación donde uno de ellos sale de servicio para ser lavado, se calcula como:

$$TF1 = \frac{Q}{A} = \frac{1300}{7 * 2,20 * 4,40} = 19,2 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Por lo tanto la primera línea de filtros al momento del lavado de uno de los 8 filtros trabajaría con una tasa de filtración de $19,2 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, valor que se encuentra muy por encima de lo recomendado ($TF_{media}=6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, se acepta como máximo $TF_{max}=8 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$), para filtros con lecho simple.

Para la dicha situación, de 8 filtros operando se calculará la tasa de filtración para la segunda línea de filtros, los cuales tres de los cuatro datan de los orígenes de la Planta (1929).

Con las dimensiones presentadas anteriormente de cada filtro que forma esta línea de filtración la tasa de filtración sería la siguiente:

$$TF2 = \frac{Q}{A} = \frac{1300}{8 * 4,50 * 3,40} = 10,6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Ahora calculando dicha tasa de filtración al momento que se lava uno de los filtros, la misma sería para los filtros que forman esta línea, igual a:

$$TF2 = \frac{Q}{A} = \frac{1300}{7 * 4,50 * 3,40} = 12,1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Se puede observar que en cualquiera de las dos situaciones, los filtros que forman la segunda línea de filtración si se tratara el caudal proyectado para el final del periodo de previsión (año 2045), no estarían funcionando a tasas adecuadas, ocasionando un posible colapso de esta etapa en el tratamiento.

Conclusiones:

- Esta evaluación se realizó para demostrar que efectivamente no es posible que dicha Planta trate este caudal ($1300 \text{ m}^3/\text{h}$); como se mencionó anteriormente, la Planta convencional había sido diseñada para tratar un caudal de $400 \text{ m}^3/\text{h}$, a pesar de las pequeñas reformas realizadas hace unos 10 años, la Planta evidencia una sobre carga en sus etapas de tratamiento, debido al crecimiento de la demanda de agua potable por parte de la población de Tacuarembó.
- La obra de toma consta de un pozo húmedo en el cual se encuentran dos bombas marca Flygt (Modelo: BS 2250MT) las cuales trabajan con modalidad (1+1) (ver capítulo 2). Como se explicitará más adelante, el equipo de bombeo deberá ampliarse para poder operar con un caudal de $1300 \text{ m}^3/\text{h}$.

- Por las dimensiones de la cámara de mezcla actual, la misma no se encuentra en condiciones para recibir dicho caudal.
- En cuanto a la etapa de floculación, el gradiente de velocidad es sumamente elevado para estas condiciones (232 s^{-1}), junto con la pérdida de carga que se podría llegar a producir ($h=2,5\text{m}$) se ocasionaría un colapso total de esta etapa de tratamiento.
- La etapa de sedimentación también colapsaría, ya que la tasa de sedimentación máxima admitida por bibliografía para un sedimentador Convencional de Flujo Horizontal es de $1.75\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, en estas condiciones el sedimentador estaría trabajando con una tasa de sedimentación igual a $5,8\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ y un tiempo de retención muy bajo, igual a 0,6 horas. En tanto, el sedimentador de placas planas paralelas se encontraría en una misma situación, con un caudal para tratar de $1300\text{ m}^3/\text{h}$ su tasa de sedimentación sería igual a 220m/d , superando ampliamente lo recomendado para este tipo de unidades. En ambas unidades las canaletas de recolección de agua clara trabajarían totalmente sumergidas, por lo que no cumplirían su función de recolección.
- En tanto los filtros, como se vio anteriormente, trabajarían con tasas de filtración muy elevadas, superando las recomendaciones para estos tipos de filtro con manto simple de arena.
- Tanto el tanque de almacenamiento de agua como las bombas elevadoras, no tendrían la capacidad necesaria para manejar este caudal.

10 NIVELES Y CAUDALES MÍNIMOS EN EL RÍO TACUAREMBÓ CHICO

10.1 Introducción

Para el análisis de los niveles mínimos del río Tacuarembó se poseen datos brindados por DINAGUA para el período comprendido entre los años 1986 y 2014. También de DINAGUA se obtuvo la curva de permanencia de caudales para el período comprendido entre 1980 y 2010. Los datos están referidos a la Estación Hidrométrica 122 (Paso del Bote –Tacuarembó) de la DINAGUA. Los niveles medidos en dicha estación están referidos a la cota 120.91 m (correspondiente al cero oficial). La Planta Potabilizadora de la ciudad de Tacuarembó se encuentra 4 km aguas arriba de Paso del Bote.

Para lograr un correcto abastecimiento de la planta se deberá evaluar si los caudales mínimos del río en condiciones de estiaje son mayores a los caudales estimados para la planta en el fin del período de previsión (año 2045). También es necesario estudiar los niveles mínimos del río, ya que la obra de toma debe estar sumergida en todo momento para su correcto funcionamiento.

10.2 Niveles mínimos

Como se explicó en la descripción de las instalaciones existentes, la obra de toma de la Planta Convencional consiste en un pozo húmedo de 6 m de profundidad, en el cual se disponen dos bombas sumergibles. El pozo se conecta al río por una tubería de 500 mm de diámetro. En el río esta tubería se encuentra próxima al lecho del mismo. Si bien prácticamente todo nivel garantizará la sumergencia de la toma, el nivel en el río determinará el nivel en el pozo húmedo, en donde se debe asegurar la sumergencia mínima del equipo de bombeo.

Se ajustó la serie de niveles mínimos anuales brindada por DINAGUA para la estación de Paso del Bote a una distribución de valores extremos generalizada (GEV), estimando los parámetros de la distribución por el método de máxima verosimilitud. La distribución de los extremos generalizada es una función que combina las tres distribuciones de valores extremos en una forma matemática común que depende de tres parámetros, parámetro de forma ξ , de escala σ y de localización μ . La siguiente ecuación expresa la fórmula general de la distribución GEV.

$$F_U(U) = \exp \left\{ - \left[1 - \frac{\xi(U - \mu)}{\sigma} \right]^{-1/\xi} \right\}$$

Posteriormente se realizaron pruebas de hipótesis de Chi cuadrado y de Kolmogorov –Smirnov, con un nivel de significancia del 5%, para determinar si se podía considerar el ajuste como adecuado. En ninguno de los dos casos se rechazó la hipótesis nula (que establece que se puede aceptar el ajuste).

En la Figura 10.1 se presenta el ajuste de la distribución para la serie de niveles mínimos anuales. Los valores que se obtuvieron para los parámetros se presentan en la Tabla 10.1. A su vez, en la Tabla 10.2 se presentan las probabilidades asociadas a cada nivel mínimo según la distribución GEV.

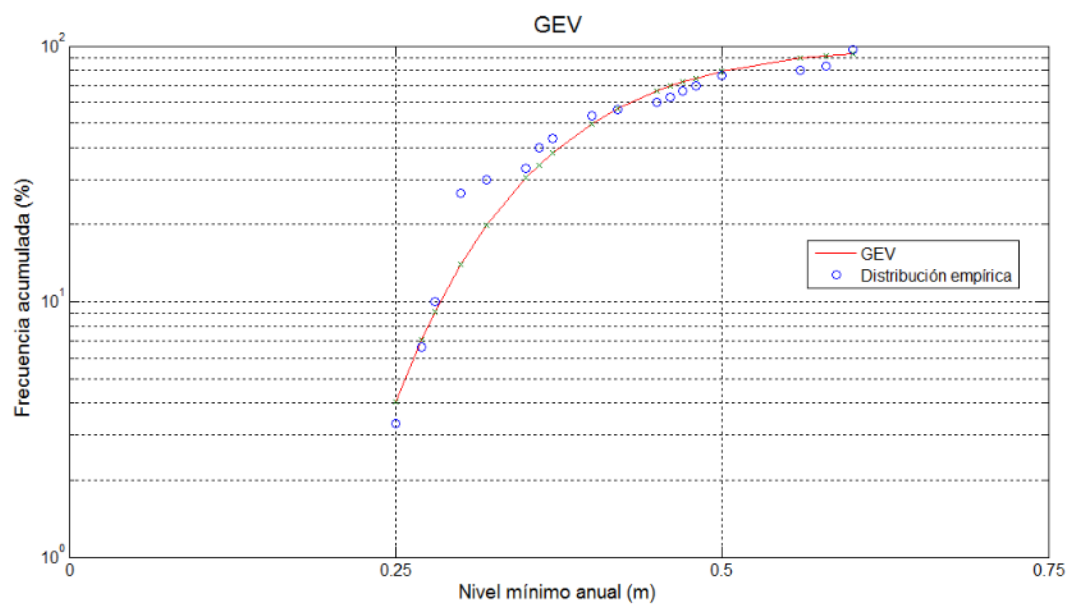


Figura 10.1. Ajuste GEV para niveles mínimos anuales en Paso del Bote

Forma	-0.0792
Escala	0.0957
Localización	0.3667

Tabla 10.1 Parámetros GEV obtenidos por método de máxima verosimilitud e intervalos de confianza

Nivel mínimo anual (m)	Cota referida al cero oficial (m)	Distribución (%)
0.25	121.16	4.1
0.27	121.18	7.1
0.28	121.19	9.1
0.3	121.21	13.9
0.32	121.23	19.9
0.35	121.26	30.4
0.36	121.27	34.2
0.37	121.28	38.0
0.4	121.31	49.5
0.42	121.33	56.8
0.45	121.36	66.6
0.46	121.37	69.6
0.47	121.38	72.3
0.48	121.39	74.9
0.5	121.41	79.6
0.56	121.47	89.5
0.58	121.49	91.8
0.6	121.51	93.6

Tabla 10.2 Niveles mínimos anuales y ajuste GEV en Paso del Bote

Se observa que el nivel mínimo ocurrido a la altura de Paso del Bote es de 121.16 m. Este nivel corresponde a 1989 y según el ajuste de GEV, la probabilidad de ocurrencia de este nivel es de 4.1%.

Para conocer el nivel mínimo en la sección correspondiente a la Planta Potabilizadora, se consideró el mismo tirante que en Paso del Bote. La cota mínima que se obtiene es de 125.9 m. A su vez, se obtuvo de OSE el nivel mínimo considerado en el proyecto de la obra de toma. Este nivel corresponde a la cota 125. Para estar del lado de la seguridad, se utilizó para la comprobación de la sumergencia mínima del equipo de bombeo la cota de 125 m.

10.3 Caudales mínimos

Para el análisis de caudales mínimos DIANGUA proporcionó la curva de permanencia de caudales de promedios diarios para la estación de Paso del Bote. En la Figura 10.2 se presenta la curva de permanencia y en la Tabla 10.2 los valores de frecuencia asociados a los caudales registrados.

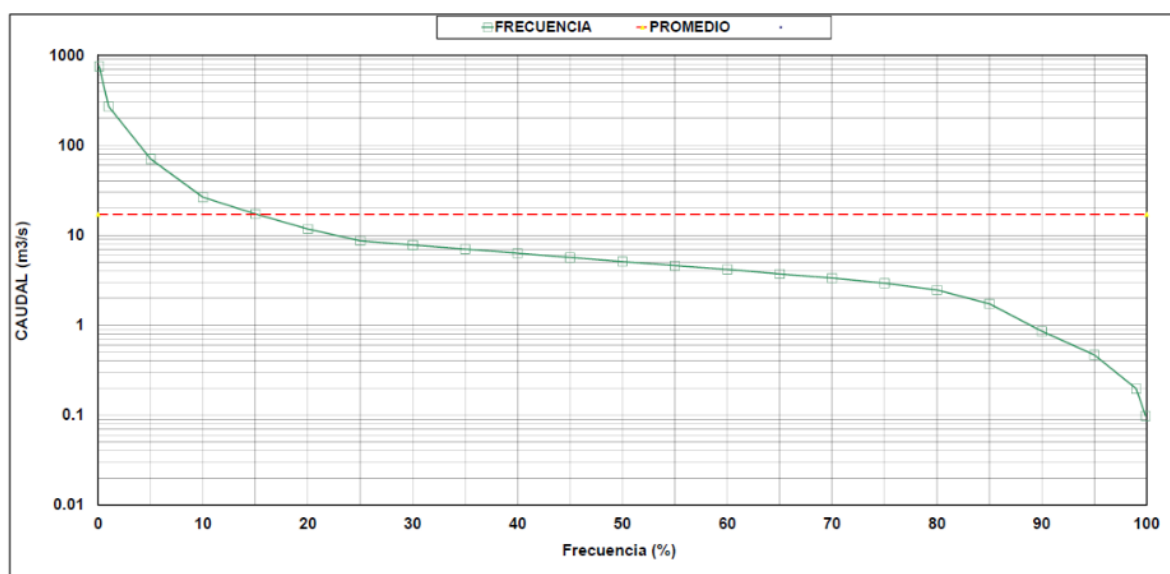


Figura 10.2. Curva de permanencia para caudales mínimos

Frecuencia (%)	Caudal (m ³ /s)
0.1	755.3
1	270.3
5	70.4
10	26.4
15	17.2
20	17.2
25	11.7
30	8.7
35	7
40	6.3
45	5.7
50	5.1
55	4.6
60	4.2
65	3.7
70	3.3
75	2.9
80	2.5
85	1.7
90	0.9
95	0.5
99	0.2
99.9	0.1

Tabla 10.3 Valores de frecuencia asociados a los caudales registrados

Se consideró al Q_{95} (el caudal superado el 95% del tiempo) como referencia del caudal mínimo. Este criterio es el adoptado por la ANA (Agencia Nacional de Aguas) de Brasil, en el manual de agosto de 2013 y actualizado en diciembre de 2014 “*Manual de procedimientos técnicos e administrativos de outorga de direito de uso de recursos hídricos da agência nacional de águas*”. En este caso, el Q_{95} es de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ o lo que es igual a $1800 \text{ m}^3/\text{h}$. Este caudal es mayor al caudal considerado para el diseño de la planta en el fin del período de previsión ($Q_{max,d} = 1300 \text{ m}^3/\text{s}$) por lo que no se espera problemas por falta de caudal en la operación de la planta.

Se tuvo en cuenta la existencia de un proyecto de presa reguladora de crecidas para la ciudad de Tacuarembó, que prevé la construcción de una presa reguladora en el paraje conocido como Paso del Médico. Esta obra en principio no introduciría cambios sobre la frecuencia de los caudales mínimos que circulan por el río Tacuarembó Chico, ya que está previsto que en situaciones de estiaje, la presa no interrumpa el pasaje normal del agua, estando prevista la construcción de una obra de descarga consistente en 7 tuberías de fondo de 2,5 metros por 2 metros, cada una.

11 MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DEL RÍO TACUAREMBÓ CHICO

11.1 Introducción

Con el objetivo de evaluar el funcionamiento de la Planta Potabilizadora de la ciudad de Tacuarembó se evaluó el comportamiento de la misma ante eventos de inundación. La problemática de inundaciones es uno de los posibles problemas que presenta la planta y que surgen como un tema ineludible a la hora de la evaluación de su funcionamiento, y la propuesta de alternativas de mejora.

Para obtener información precisa sobre cotas de inundación en la zona en donde se encuentra ubicada la Planta Potabilizadora, se realizó una modelación hidrodinámica de un tramo del río Tacuarembó Chico. La Planta Potabilizadora se encuentra a orillas de este curso y en él se encuentra la obra de toma de la planta.

El desarrollo del modelo hidrodinámico se basó en el software HEC-RAS, versión 4.1. El mismo es un modelo hidráulico unidimensional creado por la USACE (United States Army Corps of Engineers), de libre distribución.

11.2 Información disponible

Se dispone de las cartas del Servicio Geográfico Militar (SGM) a escala 1/50000, con curvas de nivel cada 10 m. A su vez se cuenta con las curvas de nivel cada 10 m para el departamento de Tacuarembó en formato shape. Estos archivos en formato shape se encuentran en la actualidad disponibles para todo usuario en la página de Infraestructura de Datos Espaciales de Uruguay (IDEuy). A partir de las curvas de nivel se obtuvo un Modelo Digital del Terreno para la zona de interés a partir del software Arcgis.

Se cuenta también con el informe de mayo de 2003 realizado por parte del Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) de la Facultad Ingeniería de la Universidad de la República, en el marco de un proyecto CSIC que posibilitó la colaboración del IMFIA con la Intendencia de Tacuarembó, para la implementación de un modelo hidrodinámico del río Tacuarembó Chico, como herramienta de diagnóstico y manejo de crecientes del río. De dicho trabajo, se tuvo acceso a 39 secciones del río en el tramo de interés.

El informe mencionado anteriormente tuvo como objetivo principal estudiar los efectos de inundaciones en la zona de la ciudad de Tacuarembó. Por lo tanto la zona del río que se modeló con mayor precisión difiere de la zona de interés de este proyecto.

Se dispone de registros horarios de dos eventos extremos ocurridos en el año 2000, para la zona de la cuenca. Estos datos se generaron en el marco del convenio entre MGAP (PRENADER) – Facultades de Ingeniería y Agronomía, titulado “Proyecto de instalación de microcuencas experimentales para el estudio del impacto ambiental y monitoreo de programas de forestación con eucaliptus en el Uruguay”. A su vez, se tienen datos diarios de lluvia a partir del pluviómetro del INIA en la estación de la ciudad de Tacuarembó.

Por parte del INUMET fue proporcionado el registro pluviográfico cada 10 minutos de la estación de Tacuarembó, para una tormenta correspondiente a abril de 2002.

Se cuenta con los registros de nivel de agua en la Estación Hidrométrica 122 (Paso del Bote - Tacuarembó) de la DINAGUA, para el período comprendido entre los años 1986 y 2002 inclusive.

También se cuenta con la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay, de la cual se obtiene la información de tipos de suelos y los respectivos grupos hidrológicos de las cuencas ingresadas al modelo hidrológico.

11.3 Modelación hidrodinámica

11.3.1 Introducción

Para representar el comportamiento hidráulico de un río en un período de tiempo dado (y ante la imposibilidad de poder resolver el problema mediante la implementación de un prototipo) se puede realizar una modelación matemática del mismo. Esto consiste en la formulación y resolución numérica de las ecuaciones que gobiernan al fenómeno. Todo modelo debe tener una primera etapa de ingreso de información y esquematización considerando los procesos físicos relevantes, la geometría y las condiciones de borde. Una vez concluido esto, es necesario realizar una calibración, es decir un ajuste del modelo según datos de la realidad. Posteriormente es necesario realizar una verificación del modelo para evaluar la calidad de los resultados obtenidos. Finalmente se realizó la explotación del modelo mediante la cual se obtienen datos que son representativos del comportamiento del prototipo.

Se utilizó una modelación unidimensional, en donde la variación espacial de los parámetros se considera solamente en la dirección principal del movimiento del agua. Esta es una aproximación razonable para el caso de un río, debido a las dimensiones de la zona a modelar (decenas de kilómetros en la dirección del eje del cauce y del orden de uno o dos kilómetros en la dirección perpendicular al mismo).

Por lo tanto se utilizaron para describir al fenómeno físico, las ecuaciones unidimensionales de Saint Venant para el flujo a superficie libre. Las ecuaciones de Saint Venant resultan de la aplicación de los principios de conservación de la masa y conservación de la cantidad de movimiento integrados en la vertical, adoptando las hipótesis de fluido homogéneo incompresible, pendiente de fondo pequeña y longitudes de onda mucho mayores que la profundidad del flujo, de forma que el flujo pueda asumirse siempre con dirección paralela al fondo y por tanto puedan despreciarse las aceleraciones verticales y asumirse distribución hidrostática de presiones en la vertical.

El sistema de ecuaciones de Saint Venant constituyen un sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales no lineales de tipo hiperbólico, cuya forma más clásica de resolución numérica es utilizando alguna variante de los métodos de diferencias finitas. Una expresión típica de este sistema es:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2AR} = 0$$

En donde:

- A es el área de la sección de flujo
- q es el ingreso lateral de caudal
- α es el coeficiente de distribución de la cantidad de movimiento
- g es la aceleración gravitacional
- C es el coeficiente de rugosidad de Chezy
- R es el radio hidráulico de la sección

El modelo permite predecir la influencia sobre las variables hidráulicas, en particular los niveles de agua y caudales, así como definir zonas inundables para situaciones actuales o modificadas, frente a determinado evento de tormenta. Tiene la posibilidad de representar distintos tipos de estructuras existentes o proyectadas dentro del sistema en estudio, tales como represas,

alcantarillas, vertederos, etc. El modelo puede ser también usado con fines de predicción, ya que contando con los registros pluviométricos en la cuenca del río, se puede anticipar el alcance y la duración de una crecida. En este caso el modelo constituye una herramienta de particular importancia en el diseño de soluciones a la problemática de inundaciones en el predio donde se encuentra ubicada la Planta Potabilizadora.

11.3.2 Software utilizado

Para la modelación hidrodinámica del río Tacuarembó Chico se utilizó el software HEC-RAS versión 4.1. HEC-RAS es un software libre desarrollado por la USACE (United States Army Corps of Engineers) que permite modelar el comportamiento hidráulico de ríos naturales, así como otros canales en situación de flujo a superficie libre.

Es un modelo unidimensional, que permite considerar tanto flujo estacionario como no estacionario. En este caso se modeló el río para flujo no estacionario. El programa resuelve mediante métodos de diferencias finitas las ecuaciones de Saint Venant para el flujo a superficie libre, en su forma unidimensional.

En particular, el HEC-RAS resuelve las ecuaciones de Saint Venant mediante un esquema de diferencias finitas implícito llamado Esquema de Diferencias Finitas Implícito de los Cuatro Puntos, también conocido como Esquema de la Caja (“box scheme”) o esquema de Preissmann.

11.3.3 Tramo modelado

La modelación comprendió un tramo que va desde 24 km hacia aguas arriba de la Planta Potabilizadora hasta 10 km aguas abajo de la Planta. Esta longitud es suficiente para que los resultados del modelo en la zona en donde se encuentra la Planta no se vean afectados por las condiciones de borde.

El río fue modelado como un tramo principal al cual le llegan tres tramos en su extremo de aguas arriba (ver Figura 11.1). Los cuatro tramos se juntan en un nodo, el cual se modela a partir de la ecuación de energía. Si bien la ecuación de energía no tiene en cuenta el ángulo con que un tramo llega o sale del nodo, se consideró que en este caso la cantidad de energía que se pierde debido al ángulo no es significativa. Los tres tramos que llegan representan a la continuación del río hacia aguas arriba y dos afluentes que desembocan en el río en ese punto. Al inicio de estos tres tramos es que se ingresarán las condiciones de borde de aguas arriba.

El resto de los afluentes que desembocan en el río Tacuarembó Chico fueron modelados como aportes laterales. Se ingresó un hidrograma para cada cuenca del afluente. Cada hidrograma se ingresa en un punto del propio cauce principal.

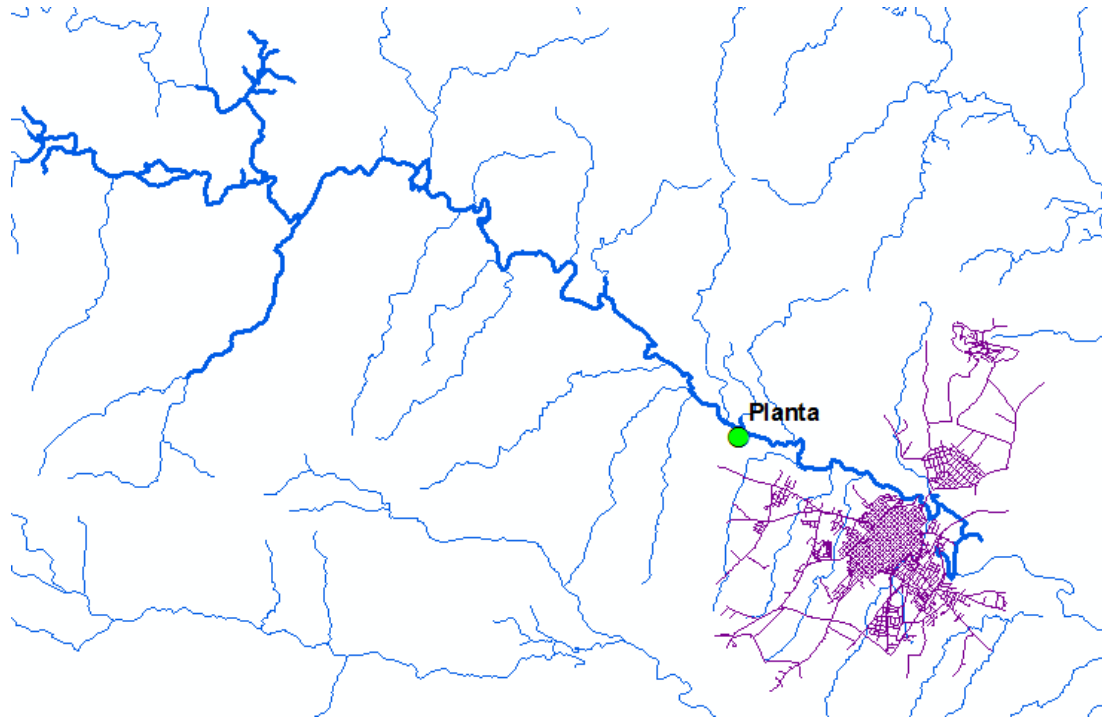


Figura 11.1. Tramo modelado

11.3.4 Geometría del cauce y estabilidad del modelo

Se ingresaron al modelo 42 secciones. De esas 42, 39 fueron las obtenidas del informe del IMFIA antes mencionado. Dichas secciones fueron relevadas en campo. Se ingresaron 3 secciones adicionales, las cuales fueron obtenidas a partir del Modelo Digital del Terreno obtenido a partir de las curvas de nivel del departamento de Tacuarembó.

Para garantizar la estabilidad del modelo, se procedió a interpolar secciones adicionales, de forma que la máxima distancia entre secciones sea de 100 m. El HEC-RAS dispone de una herramienta para realizar esta interpolación.

El intervalo de tiempo a emplear en los cálculos (Δt) fue de 5 minutos. Este intervalo es suficiente para evitar inestabilidades en el modelo. Si bien al disminuir el intervalo el tiempo total de la simulación aumenta, en este caso se tiene un tiempo de simulación razonable (40 s aproximadamente).

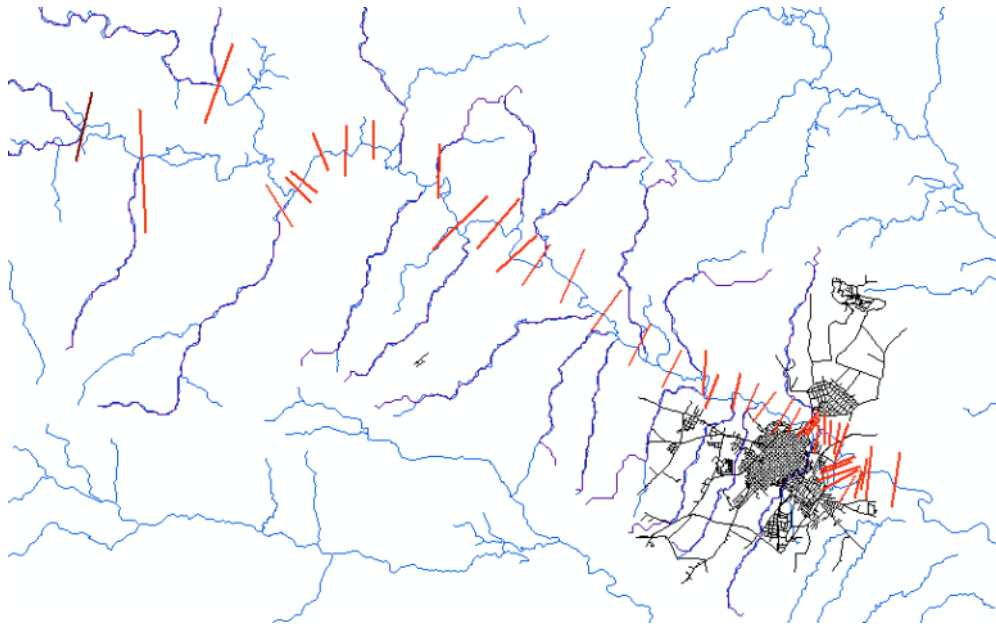


Figura 11.2. Secciones ingresadas al modelo

11.4 Modelación hidrológica

11.4.1 Método del NRCS

En la modelación hidrológica se determinaron los hidrogramas de crecida, relaciones tiempo – caudal, que simulan el aporte de las cuencas que contribuyen al tramo modelado del río Tacuarembó Chico. Se utilizó para modelar los hidrogramas de cada cuenca el método del NRCS (ex SCS) desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de los EE.UU. El método tiene como referencia básica el National Engineering Handbook, Section 4, “Hydrology”, (1985 y posteriores).

El método calcula el volumen de escurrimiento de eventos extremos a partir de la precipitación, las características del suelo, cobertura de la cuenca y condiciones antecedentes de humedad. Además, propone la utilización de un hidrograma unitario triangular o adimensional para la estimación del caudal máximo y el hidrograma correspondiente al evento extremo, a partir de la precipitación efectiva.

Básicamente, se compone de tres etapas. En la primera etapa se construye una tormenta de diseño, en la segunda se calcula el escurrimiento y en la tercera etapa se determina el hidrograma de avenida a partir del hidrograma unitario.

En la primera etapa del modelo se construye una tormenta de diseño basándose en las curvas IDF (Intensidad Duración Frecuencia), a partir del Método del Bloque Alternativo en el cual se supone que la tormenta tiene una duración igual a dos veces su tiempo de concentración y se divide esa duración en doce intervalos.

A continuación se calcula la precipitación efectiva. Esta es la porción de la precipitación que no infiltrará al terreno ni es retenida en depresiones o almacenamientos superficiales al terreno, es decir la parte de la precipitación que participará del escurrimiento. Para hallar la precipitación efectiva se utiliza el método del Número de Curva. En este método se calcula la precipitación efectiva en base a la precipitación total y a las características de uso y tipo de suelo. Se define un número adimensional de curva NC, el cual ha sido tabulado en base al tipo de suelo y al uso del mismo.

La última etapa consiste en la determinación del hidrograma de avenida a partir de un hidrograma unitario. El método propone un hidrograma triangular basado en las características de la cuenca. El hidrograma triangular se define en función del tiempo de concentración y del área de la cuenca.

11.4.2 Cuencas modeladas

Para el desarrollo del modelo se modelaron 22 cuencas afluentes, con un área total de 640 km². Para cada cuenca se modelaron hidrogramas para 10, 50, 100 y 500 años de período de retorno.

El método requiere información geomorfológica de las cuencas, así como del tipo de suelo. Para la implementación del modelo hidrológico se calculó el área de cada cuenca, la longitud del cauce principal, la pendiente del cauce principal, la unidad y grupos hidrológicos de los suelos de cada cuenca. A su vez, se calculó el tiempo de concentración de cada cuenca a partir del método de Kirpich para flujos concentrados.

$$T_c = 0.4 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

En donde:

- T_c es el tiempo de concentración (horas)
- L es la longitud hidráulica de la cuenca (en km)
- S es la pendiente (%)

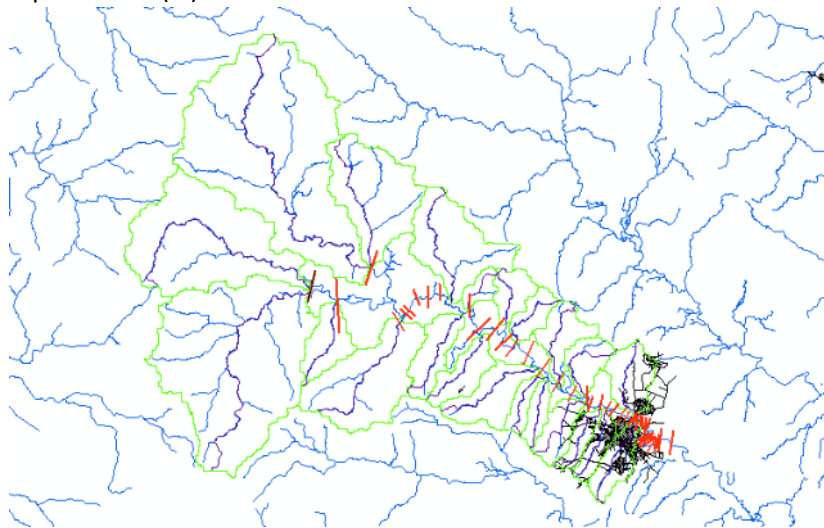


Figura 11.3. Cuencas modeladas

11.4.3 Parámetros ingresados al modelo hidrológico

A continuación se detallan los parámetros geomorfológicos e hidrológicos de las cuencas modeladas. Cabe señalar que las primeras cinco cuencas se ingresan al modelo como cuencas de cabecera y sus hidrogramas son las condiciones de borde aguas arriba. Las cuencas restantes se ingresan al modelo como cuencas laterales. Los números de curva indicados surgen de las tablas del NRCS para las características de cada subcuenca.

Cuenca	z_{AA} (m)	z_{aa} (m)	S (%)	Long hidr (km)	TC (h)	Área (km ²)	Unidad suelo	Grupo Hidrológico	NC
1	300	140	1.38	11.6	2.33	41.06	Ta	C	74
2	325	150	0.82	21.2	4.53	116.41	CH-PT	D	74
3	280	150	0.66	19.7	4.67	72.95	TC	B/C	74
4	358	150	0.71	29.0	6.09	137.52	TC	B/C	74
5	290	150	1.20	11.7	2.48	39.85	CH-PT	D	74

Tabla 11.1. Parámetros de cuencas de cabecera

Cuenca	z_{AA} (m)	z_{aa} (m)	S (%)	Long hidr (km)	TC (h)	Área (km ²)	Unidad suelo	Grupo Hidrológico	NC
L1	296	150	1.95	7.5	1.5	21	Ta	C	74
L2	280	140	1.32	10.6	2.2	46	CH-PT	D	80
L3	248	140	1.31	8.3	1.8	17	Ta	C	74
L4	258	140	1.61	7.3	1.5	14	Ta	C	74
L5	212	140	1.36	5.3	1.3	11	CH-PT	D	80
L6	240	130	1.21	9.1	2.0	19	Ta	C	74
L7	177	130	0.76	6.1	1.8	6	Ta	C	74
L8	178	130	0.85	5.6	1.6	6	Ta	C	74
L9	271	130	1.66	8.5	1.7	15	CH-PT	D	80
L10	230	130	1.42	7.1	1.6	10	CH-PT	D	80
L11	176	130	0.64	7.1	2.2	11	Ta	C	74
L12	178	130	0.69	6.9	2.0	6	Ta	C	74
L13	168	130	0.57	6.6	2.1	8	Ta	C	74
L14	180	130	0.72	6.9	2.0	17	CH-PT	D	80
L15	167	130	0.47	7.9	2.6	10	Ta	C	74
L16	190	140	1.12	4.4	1.2	6	CH-PT	D	80
L17	241	130	1.80	6.1	1.3	8	CH-PT	D	80

Tabla 11.2. Parámetros de las cuencas laterales

11.5 Condiciones de borde

Las condiciones de borde de aguas arriba del modelo fueron los hidrogramas generados en el modelo hidrológico antes descrito, para las cuencas de cabecera. Se trabaja con períodos de retorno de 10, 50, 100 y 500 años.

Como condición de borde aguas abajo se impone el tirante normal en la última sección. El tirante normal se calcula a partir de la ecuación de Manning, con una pendiente geométrica de $S_0=0.0006$. Esta condición de borde, por la distancia a la que está ubicada de la zona de la planta, no influye en los resultados del modelo para la zona de interés. Los caudales y niveles de agua no varían si se adoptase otra pendiente.

11.6 Condiciones iniciales

Todas las crecidas partieron de una condición de estiaje previa, imprescindible para la estabilidad inicial del modelo. El caudal inicial mínimo considerado fue $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$.

11.7 Calibración del modelo

Con la geometría del modelo y las condiciones de borde ingresadas se procedió a calibrar el modelo, utilizando como parámetro de calibración al número de Manning (n). Se utilizó para la calibración los registros de la tormenta del 10 de junio de 2000 y la tormenta del 24 de abril de 2002. Como ya se explicó anteriormente se posee para cada tormenta la cota de inundación en la sección de Paso del Bote (sección número 13 del modelo). Por lo tanto el proceso de calibración consistió en variar el número de Manning para que la cota máxima que se obtenga con el modelo coincida con las cotas de los registros que se poseen.

Para cada tormenta se generaron los hidrogramas de avenida, tanto los de las condiciones de borde aguas arriba como los hidrogramas de los aportes laterales. Se corre el modelo con esos hidrogramas y se realiza la comparación.

Para la tormenta del 10 junio de 2000 se cuentan con registros pluviográficos cada quince minutos. Por lo tanto el procedimiento para generar los hidrogramas es el método del NRCS explicado en este informe, con la salvedad de que en lugar de imponer una tormenta generada a partir de las curvas IDF, se entra al modelo hidrológico los registros de lluvia para esa tormenta. En base a datos del pluviómetro del INIA para ese año, se considera que las condiciones antecedentes de humedad son medias, por lo tanto no es necesario corregir el Número de Curva.

Para la tormenta del 24 de abril de 2002 no se cuenta con registros pluviográficos. Se cuenta con registros pluviométricos diarios. Por lo tanto el procedimiento para obtener los hidrogramas de avenida fue diferente al de la tormenta anterior. En este caso se procede a deducir el período de retorno correspondiente a la tormenta, para luego aplicar el método del NRCS con ese período de retorno. Se utilizaron los datos del pluviómetro del INIA para la ciudad de Tacuarembó. El período de retorno obtenido para el volumen de lluvia retenido en el pluviómetro para 24 horas es de 23 años. Con este período se generaron todos los hidrogramas del modelo hidrológico. Al igual que para la tormenta anterior, las condiciones de humedad previa que se consideraron en base a los registros son de humedad media. Por lo tanto no se corrigió el Número de Curva para la tormenta del 24 de abril de 2002.

A continuación en la Tabla 11.3 se detalla la comparación entre las cotas reales para Paso del Bote y las obtenidas al finalizar la calibración del modelo.

Paso del Bote	Cota (m)	Cota modelada (m)
10/06/2000	127.31	127.41
24/04/2002	129.18	129.03

Tabla 11.3. Comparación de cotas en Paso del Bote.

Los resultados de la calibración fueron los siguientes:

- Para la planicie de inundación $n = 0.13$
- Para el cauce $n = 0.06$

Al utilizar el coeficiente de rugosidad como parámetro de calibración, en él se incluye además de la propia rugosidad, las diferencias que puedan surgir en la modelación hidrológica así como en las diferencias en la geometría del sistema.

11.8 Verificación del modelo

Para la verificación del modelo se utilizaron los registros pluviográficos de dos tormentas conocidas, una correspondiente al 14 de mayo de 2000 y otra al 17 de abril de 2002. La verificación consistió en comparar, para los valores de rugosidad obtenidos en la calibración, los resultados del modelo para esas tormentas con las cotas registradas en la sección de Paso del Bote en esas fechas.

Para la tormenta del 14 de mayo de 2000, se poseen registros pluviográficos con un intervalo de tiempo de 15 minutos. A partir de esa tormenta se generaron los hidrogramas de avenidas utilizando el método del NRCS.

En este caso, basándose en los registros pluviométricos del INIA, se considera como condición de humedad antecedente la condición seca. Por lo tanto el número de curva de cada cuenca debe corregirse según la siguiente ecuación:

$$NC(I) = \frac{4.2 \times NC(II)}{10 - 0.058 \times NC(II)}$$

En donde:

- $NC(I)$ es el número de curva para condiciones secas
- $NC(II)$ es el número de curva para condiciones medias de humedad

La cota de inundación máxima que se obtiene con el modelo para esta tormenta en la sección de Paso del Bote se encuentra dentro de un error admitido. En la Tabla 11.4 se detallan los resultados.

Paso del Bote	Cota (m)	Cota modelada (m)
14/05/2000	128.21	128.42

Tabla 11.4 Resultado de la verificación del modelo para la tormenta de mayo de 2000

Para la tormenta del 17 de abril de 2002 se poseen registros con un intervalo de tiempo de 10 minutos. En este caso la condición de humedad antecedente considerada fue la condición media, por lo que no se corrigió el número de curva. En la Tabla 11.5 se detalla la comparación entre el nivel obtenido con el modelo y el registrado.

Paso del Bote	Cota (m)	Cota modelada (m)
17/04/2002	128.46	128.63

Tabla 11.5 Resultado de la verificación del modelo para la tormenta de abril de 2002

El resultado se encuentra dentro de un error razonable para los objetivos del proyecto.

11.9 Resultados

11.9.1 Resultados generales

A continuación se presentan los resultados de cotas de nivel máxima para las inundaciones modeladas con período de retorno de 10, 50, 100 y 500 años. El análisis de los resultados se centrará en la zona de la planta.

En primer lugar se detallan los perfiles de inundación para el cauce principal para los cuatro períodos de retorno considerados. (Figura 11.4, Figura 11.5, Figura 11.6, Figura 11.7).

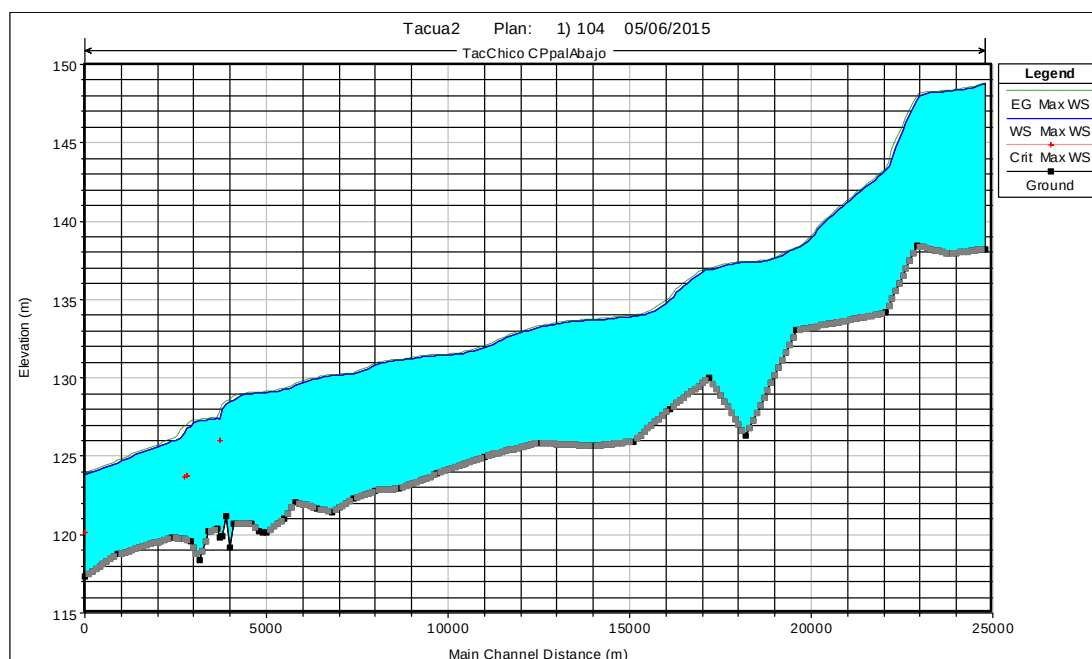


Figura 11.4. Perfil para Tr 10

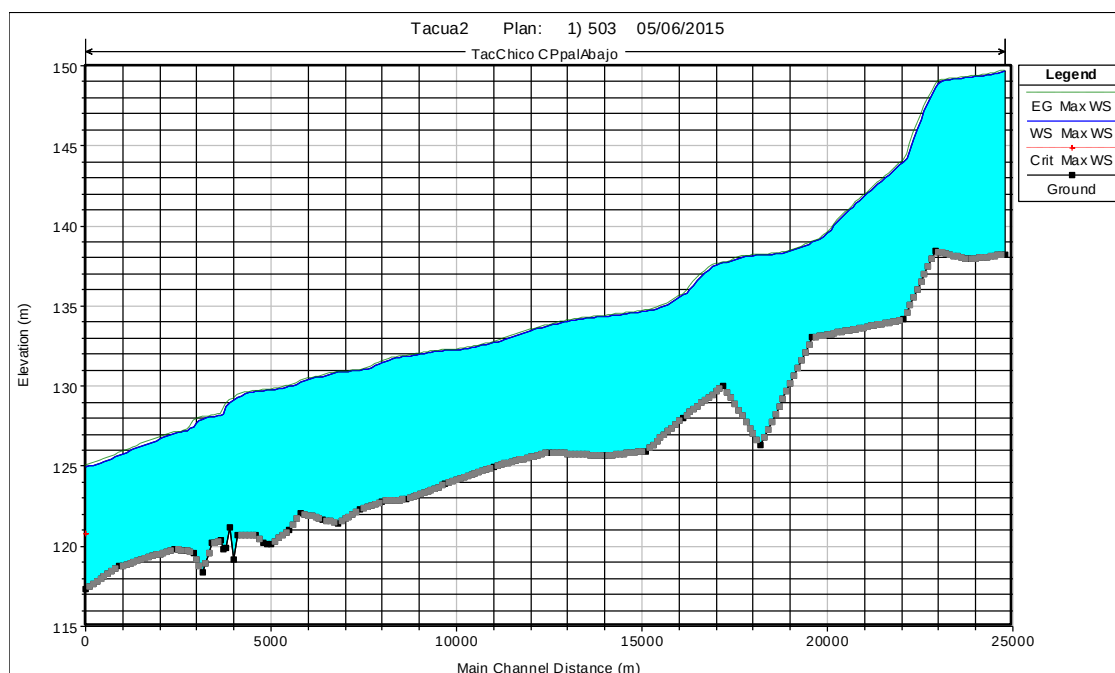


Figura 11.5. Perfil para Tr 50

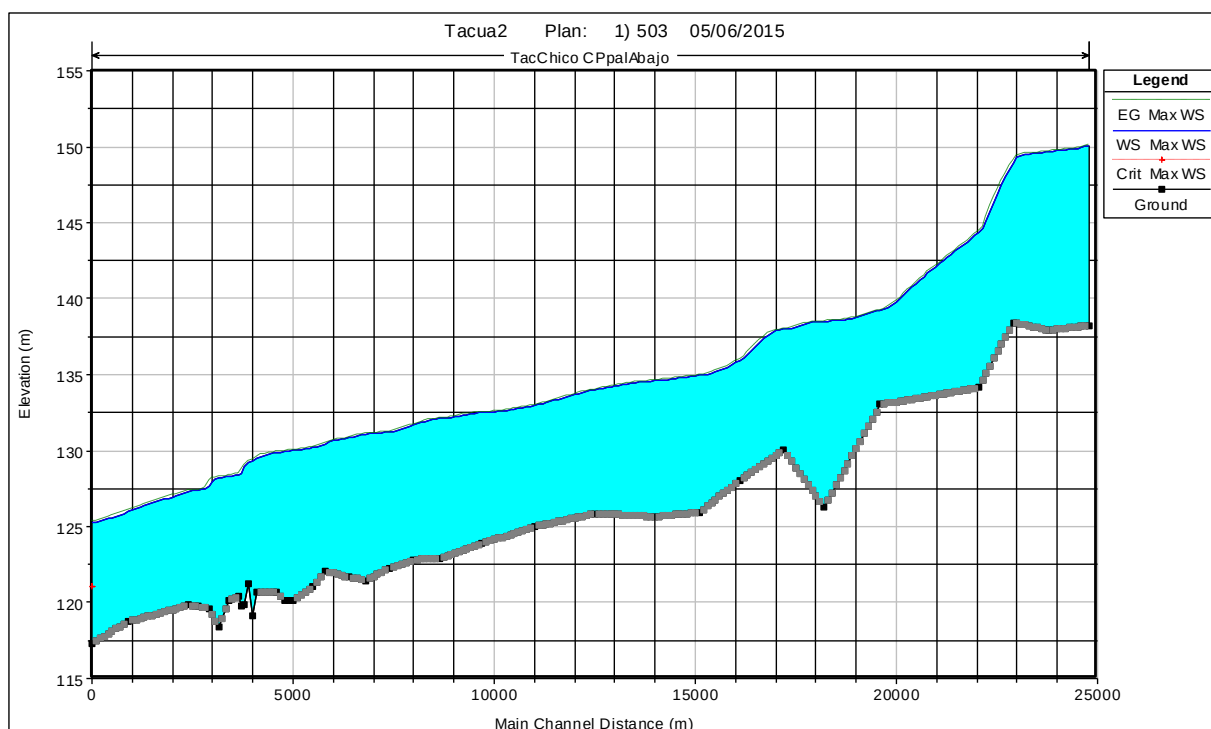


Figura 11.6. Perfil para Tr 100

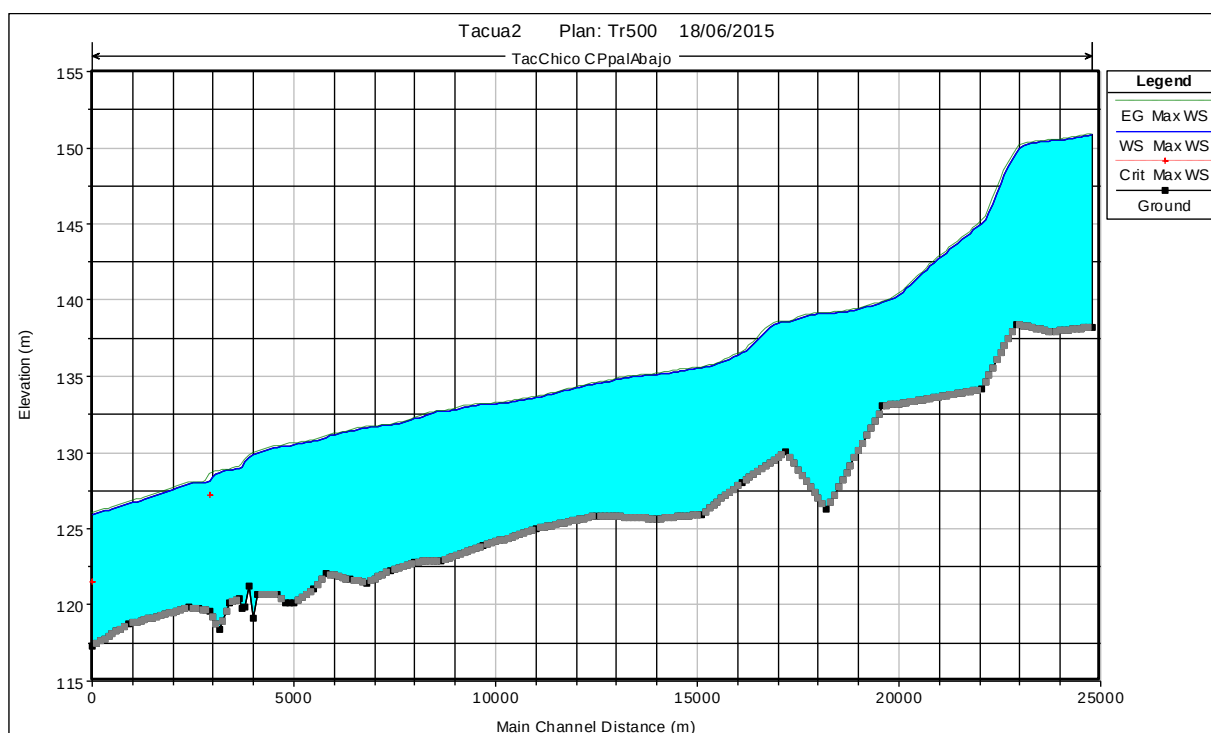


Figura 11.7. Perfil para Tr 500

En la Figura 11.8 se muestran las curvas de inundación para los períodos de retorno considerados.

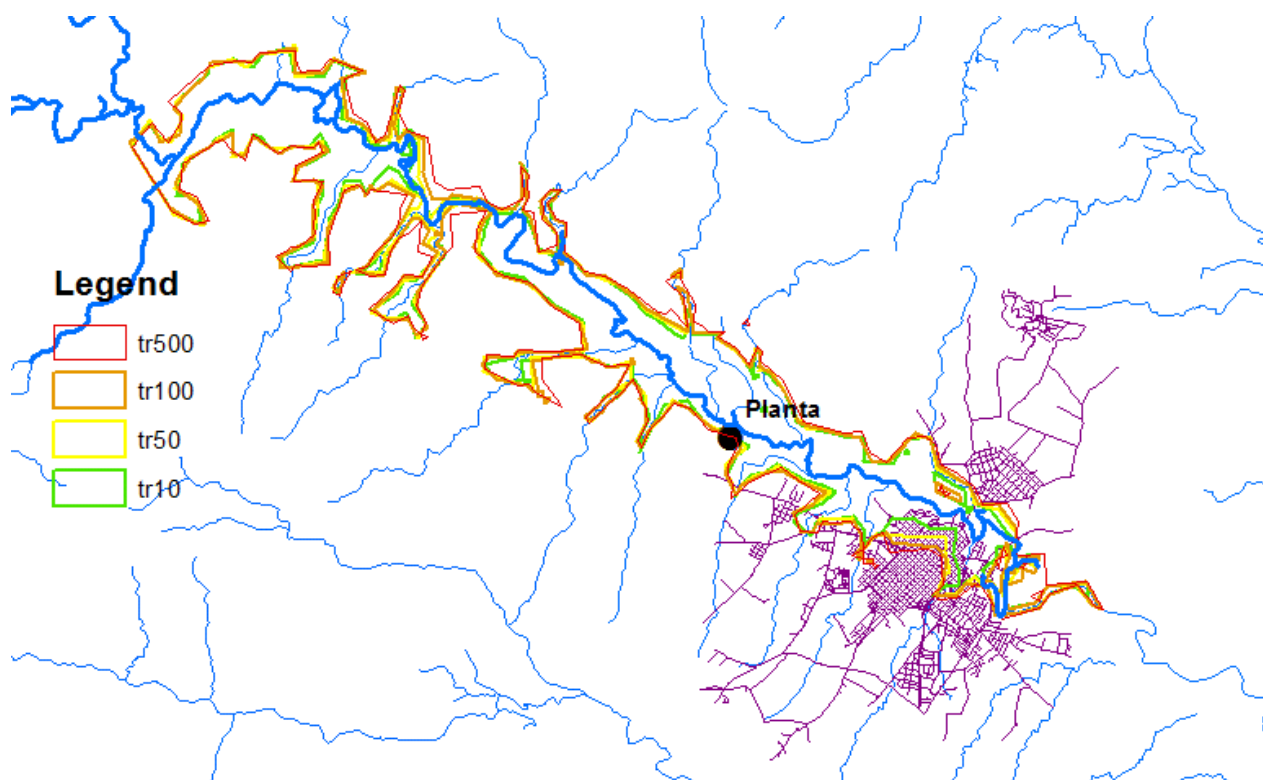


Figura 11.8. Curvas de inundación

En particular, se presenta en la Tabla 11.6 las cotas obtenidas para la sección de Paso del Bote. En la Tabla 11.7 se presentan las cotas medidas en la estación de la DINAGUA en Paso del Bote para las tormentas de referencia con la finalidad de comparar los niveles obtenidos para los distintos períodos de retorno con los ocurridos en los eventos extremos.

Tormenta	Cota Paso del Bote (m)
Tr 10	128.59
Tr 50	129.25
Tr 100	129.46
Tr 500	129.95

Tabla 11.6. Niveles obtenidos para Paso del Bote

Tormentas de referencia	07/01/1998	14/05/2000	24/04/2002	1959
Cota Paso del Bote (m)	129.16	128.21	129.18	129.66

Tabla 11.7. Niveles medidos para distintas tormentas

11.9.2 Análisis de resultados en la Planta de Agua Potable

En la Tabla 11.8 se presentan las cotas de inundación en la zona de la Planta de Agua Potable de la ciudad de Tacuarembó, obtenidas con el modelo para los diferentes períodos de retorno considerados.

Tormenta	Cota Planta Potabilizadora (m)
Tr 10	131.43
Tr 50	132.23
Tr 100	132.5
Tr 500	133.15

Tabla 11.8. Niveles obtenidos para la Planta Potabilizadora

En la Figura 11.9 se presentan las curvas de inundación para la zona de la planta, sobre la imagen satelital de la zona.



Figura 11.9 Curvas de inundación en la zona de la Planta Potabilizadora

En la actualidad, en la planta existe un dique de contención de materiales sueltos como defensa ante inundaciones. Se puede observar en la Figura 11.9 como la curva de 10 años de período de retorno es retenida por el terraplén ya que la cota de inundación de 10 años es menor a la cota de coronamiento del terraplén. Para los otros períodos de retorno considerados, la cota de inundación supera la cota de coronamiento del terraplén.

Según lo explicado por los operarios, el procedimiento para determinar el nivel del dique fue la de alcanzar con el dique la misma cota que la registrada en la tormenta de enero de 1998. Este nivel fue medido en la torre en donde se disponen los variadores de frecuencia de las bombas de la obra de toma, ubicada a orillas del río.

Como se puede apreciar de las tablas 11.5 y 11.6, la tormenta de enero de 1998 es inferior a una tormenta con período de retorno de 50 años. El dique no protege frente a tormentas de esta magnitud y tormentas mayores afectarían el funcionamiento de la planta. Se puede observar en la Figura 11.9 como para períodos de retorno entre 10 y 50 años, el sistema de elevación del agua tratada se inunda, situación en la cual el abastecimiento de agua potable a la población se suspendería. Esto hace imprescindible la implementación de un control de inundaciones para estos eventos extremos.

En cuanto a la torre en donde se disponen la instalación eléctrica del equipo de bombeo de agua bruta, esta se deberá elevar hasta la cota de 500 años de período de retorno, de forma de que

su funcionamiento no se vea interrumpido, y no se dañe la parte eléctrica del sistema de bombeo.

12 AMPLIACIÓN Y MEJORAS A LA PLANTA POTABILIZADORA

12.1 Introducción

Como fue presentado en capítulos anteriores, la Planta Potabilizadora convencional actual fue diseñada para tratar 400 m³/h. En la actualidad dicha Planta está tratando 550 m³/h aproximadamente, y con ayuda de la UPA 2000, se llega a un total entre 650 y 700 m³/h de agua bruta tratada.

Dado que la Planta data del año 1929, en la actualidad se encuentra trabajando sobre su límite de capacidad y con unidades muy rígidas lo que imposibilita realizar modificaciones en las mismas sin parar el tratamiento. En esta propuesta de mejora se buscó realizar una ampliación de la Planta sin interrumpir la producción actual, para evitar así problemas de abastecimiento a la población. Además se buscó una configuración óptima, en cuanto a la ubicación de las unidades del tratamiento, para lograr correcta operación de la Planta Potabilizadora, tanto en el transcurso de las reformas como al final del periodo de previsión. La propuesta incluye la desafectación de la UPA.

En el informe de avance se presentaron algunos pre-diseños de las unidades propuestas para lograr su ubicación y saber a priori cuanto espacio físico iban a ocupar. En este informe final, además de presentar dicho pre-diseño, se presentaran los cálculos detallados de cada etapa de tratamiento junto con los planos correspondientes.

Como se mencionó en los capítulos de descripción de la planta potabilizadora convencional, la misma en la actualidad es operada de forma manual, careciendo de sistemas automáticos que faciliten su operación. La UPA presenta un sistema SCADA que permite su fácil operación, siendo esta la única unidad de tratamiento automatizada. En esta propuesta de mejora se recomienda que el sistema de tratamiento convencional sea operado por intermedio de un panel de control (SCADA) el cual se ubicará en una de las salas que cuenta el edificio central (ver plano 3 “Planta con ampliación”). Es muy importante que a pesar de operar automáticamente, el sistema de potabilización se pueda operar de forma manual, por cualquier inconveniente eléctrico o problema que se presente en el sistema de automatización. El diseño de automatización del sistema escapa al alcance de este proyecto. Dicho sistema debería ser capaz de brindar la posibilidad de controlar y operar todas las unidades del tratamiento, las bombas de elevación de agua bruta, el macromedidor de caudal propuesto, el sistema de pre-oxidación con ozono (sistema de bypass de dicha etapa), floculadores mecánicos (capacidad de poder variar la velocidad de giro de los agitadores según las características del agua bruta), válvulas para realizar purgas de lodos en los sedimentadores, secuencia de lavado de los filtros (se debe contar con la posibilidad de alargar el tiempo de lavado de los filtros en el caso de que la situación lo amerite, además, será necesario que se pueda operar de manera manual la secuencia de lavado por cualquier inconveniente en dicha automatización), el juego de válvulas que permiten bypassar la etapa de filtración con carbón activado, la bomba que eleva el agua a los filtros GAC, el sistema de alarmas y operación de la sala de cloración, bombas elevadoras de agua tratada, y todas aquellas unidades y dispositivos que necesiten su control por este sistema (SCADA). En el anexo, capítulo 19.9, se presenta una descripción de este sistema de control.

En la Figura 12.1 se observa el predio que posee OSE (línea naranja). Se propuso realizar una ampliación de dicha planta hacia unos de los espacios laterales de la misma (sombreado violeta en la Figura 12.1), con dicha ampliación se debería demoler dos casas en las cuales habitan dos operarios de la Planta y reubicarlas en el predio. Se tendrá un total de 1200 m² (aprox.) disponibles para la ampliación de la Planta, siendo esta área suficiente para dicha intervención.

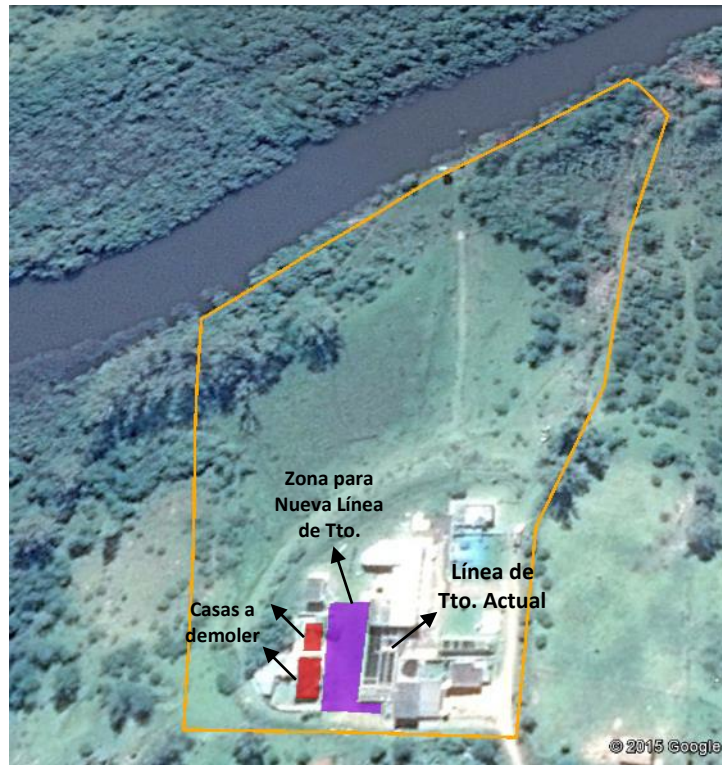


Figura 12.1 Predio de la Planta y ampliación

La ampliación y remodelación de la Planta consta de dos etapas bien diferenciadas. En la primera etapa se construirán las nuevas unidades en el área descrita anteriormente. Una vez finalizada la construcción de la primera etapa y estando ésta abasteciendo de agua a la población, se pasará a la segunda etapa, la cual consiste en parar la línea actual de la Planta Convencional, para reacondicionarla de forma de mejorar la eficiencia de la misma.

En la primera etapa, las unidades a construir serán: etapa de pre-oxidación con ozono, cámara de mezcla (canaleta Parshall), floculadores mecánicos, floculadores hidráulicos, sedimentadores de flujo laminar, filtros, filtros de Carbón Activado Granular (GAC) y tanque de almacenamiento de agua filtrada. Esta ampliación será capaz de tratar un caudal de $650 \text{ m}^3/\text{h}$, o sea, la mitad del caudal calculado para el final del periodo de previsión ($1300 \text{ m}^3/\text{h}$).

A continuación se explicitan las modificaciones de la primera etapa.

- Obra de toma. Se diseñó una nueva tubería que comunique al pozo húmedo con el río Tacuarembó Chico, ya que la tubería actual, según lo comentado por operarios, se encuentra en mal estado y sin criba, la cual protege a los equipos de bombeo de elementos como ramas o basura que se encuentre en dicho río. A su vez, una tubería de mayor diámetro disminuye las pérdidas de carga, lo cual es relevante para garantizar la sumergencia mínima del equipo de bombeo.
- Etapa de pre-oxidación con ozono del agua bruta, ubicada antes de la canaleta Parshall a construir. Dicha etapa se describirá con mayor detalle más adelante en este informe. Se debe recordar que actualmente se realiza intercloración en la zona de recolección del agua de salida en los sedimentadores, lo que produce la oxidación de los minerales presentes, como son el hierro y el manganeso.
- Una nueva cámara de mezcla (canaleta Parshall), sustituyendo a la actual, la cual no se encuentra en óptimas condiciones, ya que no se puede realizar una estimación del gradiente de velocidad por el tipo de mecanismo de mezcla utilizado. Al no conocer

dicho gradiente de velocidad no se puede saber si existe una buena mezcla del coagulante. En esta nueva unidad se dimensionará un nuevo sistema de dosificación del coagulante para que dicha dosificación sea uniforme en todo el ancho del canal. Esta unidad de mezcla será de uso común tanto para la ampliación como para la línea de tratamiento actual. Esta unidad permitirá también determinar el caudal que ingresa a la Planta.

- Un canal que distribuya la mitad del caudal de agua coagulada para la etapa de floculación a construir y la otra mitad para la etapa de floculación actual.
- Una unidad de floculación, la cual cuenta con tres floculadores mecánicos y un floculador hidráulico de flujo vertical.
- Dos unidades de sedimentación de flujo laminar, las cuales sean capaces de tratar un caudal total de 650 m³/h.
- Nueva batería de filtros, se construirán en total 4 filtros para esta línea, los cuales estarán conectados entre sí trabajando como vasos comunicantes.
- Construcción de un nuevo tanque de almacenamiento de agua filtrada con los dispositivos de baffle necesarios para tener un buen tiempo de contacto del desinfectante con el agua tratada. Los tanques de almacenamiento actuales, son antiguos, con presencia de fisuras, lo que ocasionaría posibles episodios de contaminación del agua tratada.

Una vez finalizada la primera etapa y la ampliación realizada esté en pleno funcionamiento, abasteciendo de agua a la población; se sacará de servicio a la Planta actual, realizando las modificaciones necesarias (aprovechando al máximo las unidades actuales) para que pueda tratar un caudal de 650 m³/h, y completar así, el caudal calculado al final del periodo de previsión. En esta etapa se demolerá la cámara de mezcla actual y se unirá por intermedio de un canal la salida de la canaleta Parshall, la cual abastecerá a ambas líneas de tratamiento. Dicho canal abastecerá directamente al floculador hidráulico de flujo vertical actual, al cual no se le realizarán modificaciones, ya que posee un correcto funcionamiento como se verá más adelante en este capítulo.

Como se presentó en capítulos anteriores, la Planta actual cuenta con dos sedimentadores, uno de placas planas paralelas y otro convencional con flujo horizontal. El sedimentador convencional pasará a ser un sedimentador de flujo laminar, mientras que el sedimentador de flujo laminar actual será modificado para que pueda tratar un caudal de 325 m³/h sin ningún inconveniente.

En cuanto a la baterías de filtros actual, la segunda línea de filtros, la cual es la más antigua y data de los orígenes de la Planta, se sacará de funcionamiento, y en esta zona se instalarán filtros GAC. En cuanto a los cuatro filtros de la primera línea de filtración, pasaran a ser dos filtros y los mismos serán reacondicionados para que puedan realizar de manera correcta su función. A su vez, se agregarán dos filtros nuevos en una parte de la zona ocupada por el sedimentador horizontal. Por lo tanto, la línea de tratamiento actual tendrá una batería de 4 filtros capaces de filtrar 650m³/h.

A continuación se resumen las modificaciones a realizar en la segunda etapa:

- Reacondicionamiento del sedimentador de flujo laminar para que trabaje en una condición más eficiente que la actual.
- Cambiar el sedimentador convencional por sedimentador de placas planas paralelas.
- Construcción de dos filtros, los cuales trabajarán con el agua que llega del nuevo sedimentador de flujo laminar.
- Modificación de los filtros de la primera línea de filtración, pasarán a ser dos filtros.
- Filtros de carbón activado granular. En donde hoy en día se ubican los filtros que fueron denominados en este trabajo como segunda línea de filtración (filtros más antiguos), se previó la instalación de filtros GAC, contemplando la posibilidad de by-pasearlos. Esta etapa se construirá una vez que la línea actual de tratamiento salga de servicio, para así realizar las modificaciones necesarias en dicha zona. Una vez que los filtros GAC estén contruidos, se realizarán las conexiones necesarias para que ambas líneas de tratamiento lleguen a esta etapa de filtración con carbón activado.
- Construcción de cámara que juntará el agua proveniente de los filtros convencionales de ambas líneas de tratamiento y desde donde se bombeará hacia los filtros de carbón activado.

La secuencia de ampliación de la Planta Potabilizadora de la ciudad de Tacuarembó será la siguiente:

- 1) Construcción de la nueva línea de tratamiento, la cual tratará un caudal de 650 m³/h.
- 2) Sacar de servicio la línea actual de tratamiento y comenzar con las modificaciones mencionadas anteriormente para que esta sea capaz de tratar un caudal de 650 m³/h.
- 3) Puesta en marcha de la segunda línea de tratamiento, por lo que en este punto la Planta Potabilizadora será capaz de tratar un caudal de 1300 m³/h.

Observación: como se detalló en capítulos anteriores, en la actualidad la Planta cuenta con el apoyo de una UPA 2000. Se prevé dejarla de respaldo durante las obras para absorber aquellos picos de demanda que ocurran durante la misma. Una vez que ambas líneas de tratamiento estén en pleno funcionamiento se prescindirá del apoyo prestado por la UPA, lo cual dejará una zona libre que se destinará a una etapa de tratamiento de lodos. A pesar de que este trabajo no tenga como alcance el diseño detallado de una etapa de tratamiento de lodos, se presentará un pre-diseño de esta etapa.

12.2 Primera etapa. Nueva línea de tratamiento

12.2.1 Introducción

La primera etapa se centra en la ampliación de la Planta Potabilizadora. Se diseñó una nueva línea de tratamiento que sea capaz de tratar un caudal igual a la mitad del caudal calculado para el final del periodo de previsión. En conjunto con dicha ampliación se diseñó una modificación del sistema de elevación de agua bruta actual y la construcción de un nuevo tanque de almacenamiento de agua tratada. Se tuvo en cuenta además la inclusión de un tratamiento adicional que incluye la pre-oxidación con ozono y la inclusión de una batería de filtros de carbón activado granular.

12.2.2 Toma de agua bruta

12.2.2.1 Descripción general

Como ya se mencionó en la descripción general de la planta, en la actualidad la toma de la planta convencional consiste en un pozo húmedo de 6 m de profundidad. En el mismo se encuentran dos bombas sumergibles trabajando en una modalidad 1+1. A su vez, la toma de la UPA se ubica directamente sobre el río Tacuarembó Chico, la cual consta también de dos bombas sumergibles.

La propuesta de mejora a la planta implica que todo el caudal sea tratado en la planta, sin tener que recurrir a la utilización de una UPA para tratar un caudal adicional, como ocurre en la actualidad. De este modo, el sistema de toma de agua bruta consistirá de una única toma. Se propone utilizar el pozo de bombeo existente, con las dos bombas que se encuentran en la actualidad, pero agregándole una tercer bomba igual a las dos anteriores. En la planta se tiene almacenada, sin haberse utilizado nunca, una bomba igual a las dos que se encuentran trabajando en la actualidad en el pozo húmedo; se propone añadir esta bomba al pozo para que trabajen las tres en un sistema de 2+1, es decir, la impulsión será mediante dos bombas que trabajen en paralelo, y una tercer bomba en stand-by.

La propuesta de mejora incluye cambiar las tuberías de impulsión. Se proyectó una única tubería de impulsión, la cual sustituirá el sistema actual que se compone de tres tuberías, como se describió anteriormente. La tubería tendrá un recorrido diferente al actual. El agua bruta será impulsada a las cámaras de contacto de ozono, o bien a la canaleta Parshall (se prevé la posibilidad de by-pasear el sistema de dosificación de ozono).

El horizonte de proyecto de la planta es el año 2045. Sin embargo, para el diseño del pozo de bombeo se consideró un tiempo menor como horizonte de proyecto. Se diseñó para el año 2025, para un caudal $Q = 1100 \text{ m}^3/\text{h}$.

12.2.2.2 Pozo húmedo

El pozo húmedo se encuentra a 5 m del río. Es rectangular, de 3 m de ancho y 7 m de largo, con una profundidad de 6 m. En la actualidad, una tubería de 500 mm de diámetro conecta al río con el pozo húmedo. Se propone cambiar esta tubería de 500 mm por una tubería de 800 mm con su respectiva criba, para evitar que ingresen ramas o algún otro tipo de objeto que pueda obstruir dicha tubería o dañar el sistema de bombeo. De esta manera se disminuirá la pérdida de carga, de forma de garantizar la sumergencia de las bombas, como se explicará en la verificación de la sumergencia. (Plano 5, “Obra de toma”)

12.2.2.3 Bombas

Se propone mantener las dos bombas que se encuentran en el pozo actualmente, y agregando la bomba que se tiene en la planta sin uso. De esta forma se tendrá un sistema trabajando en una modalidad 2+1. Las bombas son sumergibles marca Flygt con las siguientes características:

- Modelo: BS 2250MT
- Diámetro de rotor: 345 mm
- Rotaciones: 1475 RPM
- Potencia motor eléctrico: 54 KWatt

Las bombas se ubicarán en el extremo opuesto a la entrada del agua al pozo, contra la pared posterior. (En anexo 19.1 y 19.2, se presentan las características del equipo junto con el manual de instalación, operación y mantenimiento de los equipos respectivamente).

12.2.2.4 Verificación de la sumergencia mínima

Se debe asegurar la sumergencia mínima de las bombas, de esta forma se evitará la formación de vórtices en el pozo y las bombas trabajarán correctamente.

Según el Hydraulic Institute Standards, se debe cumplir la siguiente relación:

$$1 + 2.3Fr = h/D$$

En dónde,

- h es la sumergencia hasta el punto de entrada del agua a la bomba
- D es el diámetro de la boca de entrada a la bomba
- Fr es el número de Froude y se calcula $Fr = v/(gD)^{\frac{1}{2}}$, en dónde v es la velocidad y g la aceleración gravitatoria.

Para un ancho de 800 mm la sumergencia queda $h = 1.2$ m.

Se considera un coeficiente de pérdida de carga localizada $K = 2$, para la tubería de PEAD de 800 mm de diámetro y 5 m de largo, que transporta el agua del río hacia el pozo. La pérdida de carga total en la tubería resulta de 0.05 m. Teniendo en cuenta que la cota mínima de estiaje en el río es de 125 m, la cota mínima de agua en el pozo es de 124.95. La cota del fondo del pozo es de 123 m, por lo tanto se verifica la sumergencia mínima para todo momento.

12.2.2.5 Tubería de impulsión

Se propone cambiar el actual sistema de impulsión que consiste en dos bombas trabajando en una modalidad 1+1, que elevan el agua a través de tres tuberías. Se proyecta una única tubería de 500 mm de diámetro de fundición dúctil (FD), la cual tendrá un recorrido diferente a las tres anteriores, descargando o bien en la canaleta Prashall, o bien en las cámaras de contacto de ozono. La longitud total de la línea de impulsión proyectada es de 300 m.

12.2.2.6 Punto de funcionamiento del sistema

Se determinaron las curvas de la instalación y de la bomba utilizando la ecuación de Darcy – Weisbach para la pérdida de carga distribuida, con una rugosidad para el FD $\varepsilon = 0.15$ mm. En la Tabla 12.1 se muestran las diferentes pérdidas de carga singulares que se tuvo en cuenta.

	k	n°
codos	0.8	7
Té flujo desviado	1.8	1
válvula retención	2.5	1
válvula compuerta	0.2	3
salida	1	1

Tabla 12.1 Coeficientes de pérdidas de cargas singulares

En la Figura 12.2 se muestra la curva de la instalación y la curva de la bomba para la modalidad 2+1 (dos bombas en paralelo y una stand – by) y para la modalidad 1+1 (una bomba trabajando y otra en stand – by).

Si bien se instalará la tercera bomba, se aprecia en la Figura 12.2 que esta no será necesaria en los primeros años, mientras el caudal no supere los 860 m³/h.

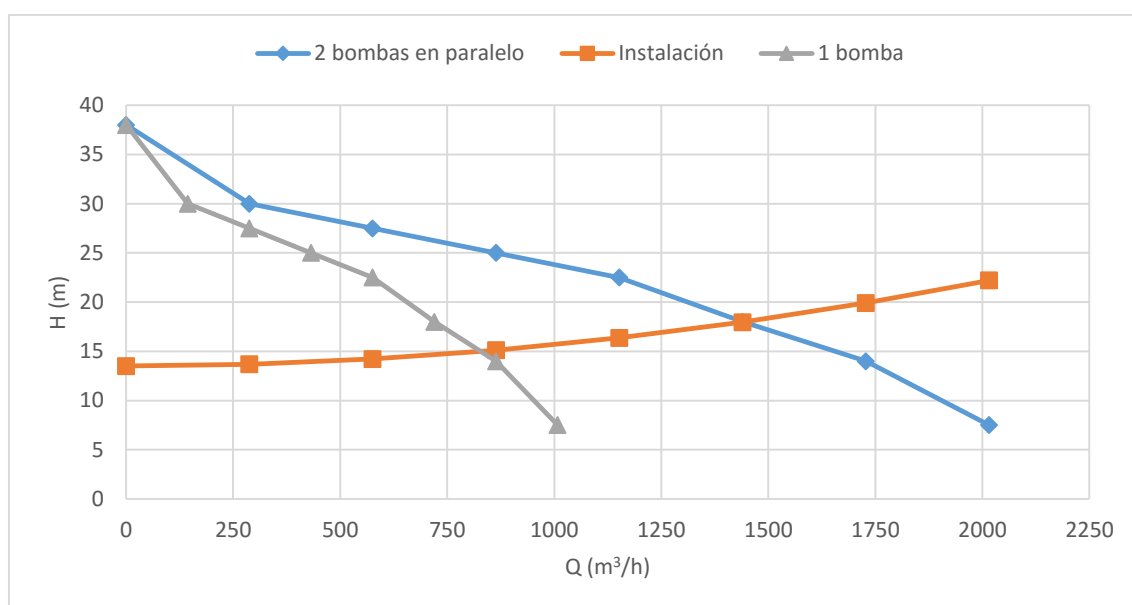


Figura 12.2. Curva de instalación y Curva de las Bombas para las dos modalidades de trabajo estudiadas

Se instalará un macromedidor electromagnético, respetando las distancias mínimas requeridas entre este elemento y cualquier otro punto singular en la tubería. El mismo se presenta en el Plano 3 “Planta con Ampliación”. Se ubicará unos 80 m aguas abajo de la etapa de oxidación con ozono.

Según catálogo OPTIFLUX2070 (en anexo, capítulo 19.2 se presenta el manual técnico del macromedidor, mientras que en el capítulo 19.2.1 se presenta el manual de instalación y operación del dispositivo) las distancias mínimas a respetar son cinco diámetros nominales aguas arriba del macromedidor y dos diámetros nominales aguas abajo.

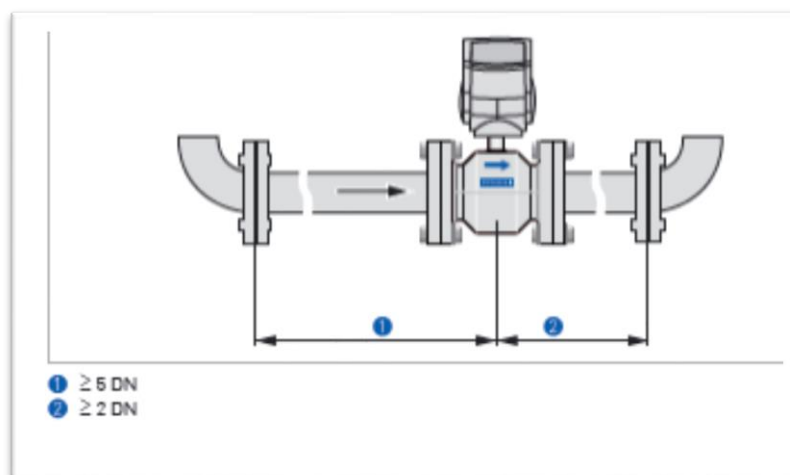


Figura 12.3. Distancias mínimas requeridas a la entrada y salida del macromedidor

El macromedidor se instalará dentro de una cámara de 4 m de largo, 1.40 m de ancho y 2 m de profundidad junto con dos válvulas esclusa y un bypass de modo de poder operar ante cualquier eventualidad. El diámetro del macromedidor se selecciona en función del margen de error en la medición que se esté dispuesto a aceptar.

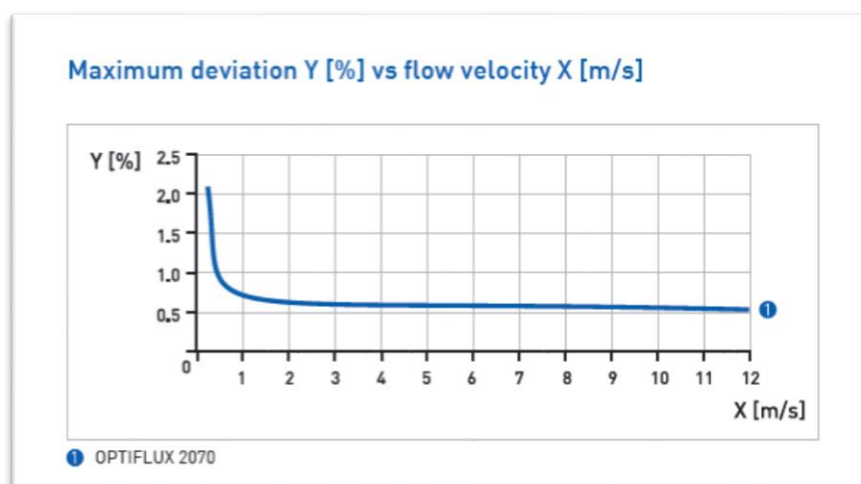


Figura 12.4. Porcentaje de error vs velocidad en (m/s)

A continuación se presenta el rango de velocidades del agua bruta en los que puede variar para diferentes diámetros de tubería a la entrada y salida del macromedidor, de este modo se busca el rango óptimo de trabajo (que ofrezca buena precisión). Para eso se tomó como caudal máximo el calculado al final del periodo de previsión y un caudal mínimo igual a 650 m³/h, el cual es el que tratará la nueva línea de tratamiento una vez finalizada la primer etapa de ampliación y remodelación.

		DN			
	Caudal	350	300	250	200
Q max (m3/s)	0,36	3,74	5,1	7,3	11,4
Q min (m3/s)	0,18	1,87	2,6	3,7	5,7

Tabla 12.2. Cuadro de velocidades en m/s.

Según Figura 12.4 los porcentajes de error comienzan a ser admisibles, es decir inferiores a un 0,6%, a partir de velocidades cercanas a los 3 m/s; es por esto que se elige trabajar con un macromedidor de 300 mm de diámetro nominal.

A partir del diámetro elegido se puede calcular las distancias mínimas de las válvulas al macromedidor. Esto es $2DN=0,60m$ aguas abajo y $5DN=1,5m$ aguas arriba respectivamente. Estas distancias condicionan, junto con el espacio suficiente para transitar, el largo mínimo de la cámara que contendrá estas piezas. El detalle se puede ver en el *Plano 3 “Planta con ampliación”*

Luego, el agua bruta continuará su camino hacia la etapa de oxidación con ozono, y en el caso de no ser necesaria dicha intervención, se conducirá directamente hacia la cámara de descarga previa a la canaleta Parshall.

12.2.3 Mezcla Rápida

Se diseñó como dispositivo de mezcla rápida una canaleta Parshall. Esta etapa será de uso común para las dos líneas de tratamiento (actual y línea a construir), operando con el caudal total de la Planta. En la primera etapa se construirá la canaleta. En la segunda etapa, una vez que la nueva línea de tratamiento esté operando, se demolerá la cámara de mezcla actual y se llevará a la línea actual de tratamiento el agua coagulada en la canaleta Parshall. Será la mitad del caudal total. Se previó la construcción de una canal que distribuya tanto a la nueva línea como a la actual.

Como se vio en capítulos anteriores, la Planta actual cuenta con una cámara de mezcla a la cual llegan dos tuberías. Una ingresa por debajo de la cámara, con descarga en “flor”, mientras que la otra tubería descarga por la parte superior de la cámara de mezcla. Se tiene una mezcla a la cual no es posible determinar el gradiente de velocidad generado en la misma.

En este capítulo de mejora y ampliación de la Planta Potabilizadora, con el objeto de desestabilizar todas las partículas presentes en el agua y optimizar el proceso de coagulación se plantea lograr una dispersión más homogénea mediante la utilización de una canaleta Parshall como dispositivo de mezcla.

La turbulencia que ocasiona la mezcla es producida por la generación de un resalto hidráulico que causa un gradiente de velocidad de alrededor de 1.000 s^{-1} .

Se usa la canaleta Parshall normalmente con la doble finalidad de medir el caudal afluente y realizar la mezcla rápida. Generalmente, trabaja con descarga libre. La corriente líquida pasa de una condición supercrítica a una subcrítica, lo que origina el resalto. Fue ideada en 1927 por R. L. Parshall y patentada en varios tamaños con las dimensiones indicadas en la Tabla 12.3.

A continuación se presentan los cálculos realizados para la elección de la canaleta Parshall, la misma debe ser capaz de generar los gradientes de velocidad suficientes para realizar dicha mezcla con un caudal de $650\text{ m}^3/\text{h}$ y con un caudal de $1300\text{ m}^3/\text{h}$

12.2.3.1 Parámetros de diseño

Para el diseño de dicho dispositivo de mezcla se debe cumplir con distintos parámetros, que se presentan a continuación:

- Gradientes de velocidad entre 700 y 1.300 s^{-1}
- Tiempos de retención menores de un segundo
- Números de Froude (Fr) variables entre 4,5 y 9,0 para conseguir un resalto estable, con excepción de la canaleta Parshall, que funciona mejor con números de Froude entre 2 y 3.

- El coagulante debe aplicarse en el punto de mayor turbulencia (inicio del resalto), en forma constante y distribuida de manera uniforme en toda la masa de agua.

12.2.3.2 Criterios para el dimensionamiento

La altura de agua en la sección de medición puede ser calculada por la siguiente ecuación:

$$H_o = K \times Q^m$$

Los valores de K y m se pueden obtener del Tabla 12.3.

Ancho de la garganta del Parshall (w)		K	m
pulgadas	metros		
3"	0,075	3,704	0,646
6"	0,150	1,842	0,636
9"	0,229	1,486	0,633
1'	0,305	1,276	0,657
1 1/2'	0,460	0,966	0,650
2'	0,610	0,795	0,645
3'	0,915	0,608	0,639
4'	1,220	0,505	0,634
5'	1,525	0,436	0,630
6'	1,830	0,389	0,627
8'	2,440	0,324	0,623

Tabla 12.3. Valores de K y m

La carga hidráulica disponible se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$E_o = (V_o^2/2g) + H_o + N$$

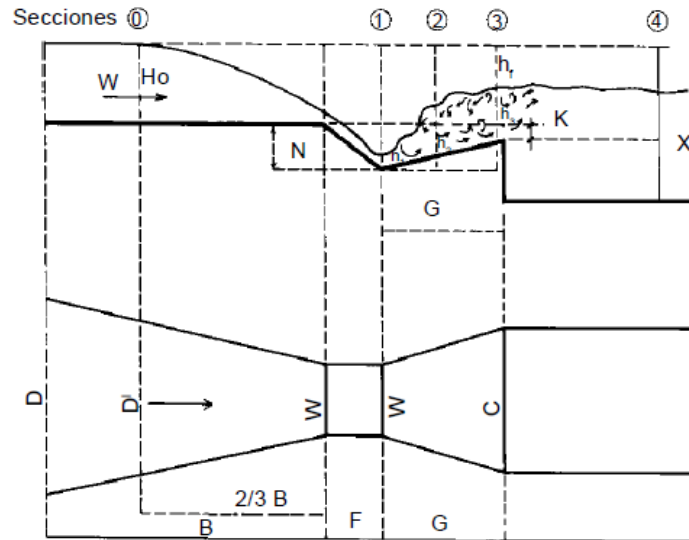


Figura 12.5 Canaleta Parshall

La velocidad en la sección de medición se calcula mediante la siguiente relación:

$$V_0 = Q/D' \times H_0$$

Por relaciones geométricas:

$$D' = \frac{2}{3} \times (D - W) + W$$

Donde D , N y W son las dimensiones de la canaleta dadas en el Tabla 12.4.

Se puede considerar que toda la energía disipada en la canaleta Parshall se da entre la salida de la garganta (sección 2) y la sección de salida de la canaleta (sección 3) y que en este volumen la mezcla es prácticamente completa.

Se obtiene el caudal específico en la garganta de la canaleta:

$$q = Q/W$$

Se calcula la velocidad antes del resalto (sección 1) como:

$$V_1 = 2 \times (2gE_0/3)^{0.5} \times \cos\theta/3$$

Con:
$$\cos\theta = -qg/(2gE_0/3)^{1.5}$$

Altura del agua antes del resalto:

$$h_1 = q/V_1$$

Las alturas de agua antes (h_1) y en el resalto (h_2) deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$h_2 = h_1/2 \left[(1 + 8F_1^2)^{0.5} - 1 \right]$$

$$F_1 = V_1/\sqrt{gh_1}$$

La altura en la sección de salida de la canaleta (sección 3) se obtiene mediante la siguiente relación:

$$h_3 = h_2 - (N - K')$$

Donde k' es la dimensión de la canaleta K dada en el Tabla 12.8

Bajo condiciones de flujo con descarga libre, la energía hidráulica disipada o pérdida de carga puede calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$h_p = H_o + K - h_3$$

Y se debe verificar mediante la fórmula de Belanger:

$$h_p = [(h_2 - h_1)^3]/4h_1 h_2$$

El tiempo de mezcla se calcula mediante la siguiente expresión:

$$T = 2G'/(V_2 + V_3)$$

Con v_2 y v_3 las velocidades en la sección 2 y 3 respectivamente:

$$V_2 = Q/Wh_2$$

$$V_3 = Q/Ch_3$$

Donde W y C son las dimensiones de la canaleta dadas en la Tabla 12.5.

Por último se obtiene el Gradiente de velocidad (G) como:

$$G = \sqrt{\gamma/\mu} \sqrt{hp/T}$$

En la Tabla 12.4 presenta los valores de $\sqrt{\gamma/\mu}$ para diferentes temperaturas:

Temperatura (°C)	$\sqrt{\gamma/\mu}$
0	2.336,94
4	2.501,56
10	2.736,53
15	2.920,01
20	3.114,64
25	3.266,96

Tabla 12.4. Valores de $\sqrt{\gamma/\mu}$ para diferentes temperaturas

W		A	B	C	D	E	F	G	K	N
Pulgadas	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1"	2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9
3"	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	45,7	15,2	30,5	2,5	5,7
6"	15,2	61,0	61,0	39,4	40,3	61,0	30,5	61,0	7,6	11,4
9"	22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	76,3	30,5	45,7	7,6	11,4
1'	30,5	137,2	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
1 1/2'	45,7	144,9	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
2'	61,0	152,5	149,6	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
3'	91,5	167,7	164,5	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
4'	122,0	183,0	179,5	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
5'	152,5	198,3	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
6'	183,0	213,5	209,0	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
7'	213,5	228,8	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
8'	244,0	244,0	239,2	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9
10'	305,0	274,5	427,0	366,0	475,9	122,0	91,5	183,0	15,3	34,3

Tabla 12.5. Dimensiones estandarizadas de los medidores Parshall

12.2.3.3 Dimensionamiento de la canaleta parshall

La Figura 12.6 muestra la canaleta Parshall diseñada, para una capacidad de 1300 m³/h, que opera como mezclador. Como se observa en la Tabla 12.5, **la canaleta elegida es la que posee un ancho W=1,5'.**

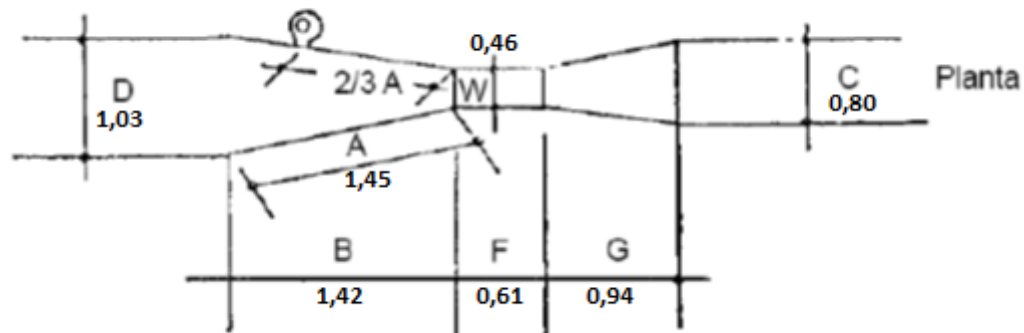


Figura 12.6. Canaleta Parshall (unidad en metros)

Para la determinación de dicha canaleta Parshall se buscó cumplir con los parámetros de diseño establecidos para el caudal al final de periodo de previsión. La Tabla 12.6 muestra los cálculos y los resultados obtenidos:

Paso	Datos	Valor	Criterios	Resultados	Valor	Unidad	Descripción
1	Caudal (m3/h)	1300	$H_o = K \times Q^m$	Ho	0,50	m	Altura del agua en la sección de medición
	Tamaño de la canaleta (m)	0,46					
	W=						
	Constantes (unidad)	0,97					
	K						
	m	0,65					
2	Dimensión de la canaleta (m)	1,03	$D' = \frac{2}{3} \times (D - W) + W$	D'	0,84	m	Ancho de la sección de medición
	D						
3			$V_0 = Q/D' \times H_0$	V ₀	0,87	m/s	Velocidad en la sección de medición
4			$q = Q/W$	q	0,79	m³/s/m	Caudal especifico en la garganta de la canaleta
5	Dimensión de la canaleta (m)	0,229	$E_0 = (V_0^2/2g) + H_0 + N$	E ₀	0,77	m	Carga hidráulica disponible
	N						
6			$cos\theta = -qg/(2gE_0/3)^{1.5}$	cos	-0,69		
7			$V_1 = 2 \times (2gE_0/3)^{0.5} \times cos\theta/3$	v ₁	3,19	m/s	Velocidad antes del resalto
8			$h_1 = q/V_1$	h ₁	0,25	m	Altura del agua antes del resalto
9			$F_1 = V_1/\sqrt{gh_1}$	Fr	2,04	unidad	Numero de Froude
10			$h_2 = h_1/2 \left[(1 + 8F_1^2)^{0.5} - 1 \right]$	h ₂	0,60	m	Altura del resalto
11			$V_2 = Q/Wh_2$	V ₂	1,31	m/s	velocidad en el resalto
12	Dimensión (m)	0,076	$h_3 = h_2 - (N - K')$	h ₃	0,45	m	Altura en la sección de salida de la canaleta
	K'						
13	Dimensión (m)	0,762	$V_3 = Q/Ch_3$	v ₃	1,05	m/s	Velocidad en la sección de salida
	C						
14			$h_p = Ho + K - h_3$	hp	0,124	m	Pérdida de carga en el resalto
15	Dimensión (m)	0,941	$T = 2G'/(V_2 + V_3)$	T	0,80	s	Tiempo de mezcla en el resalto
	G'						
16	v(γ/μ) 4 ° C	2501,56	$G = \sqrt{\gamma/\mu}\sqrt{hp/T}$	G	988	s ⁻¹	Gradiente de velocidad
	v(γ/μ) 15 ° C	2920,01			1040		
	v(γ/μ) 20 ° C	3114,64			1230		

Tabla 12.6. Diseño y cálculos de la canaleta Parshall proyectada

Como se observa en la tabla anterior el gradiente de velocidad se encuentra entre el rango recomendado de 700 a 1300 s^{-1} para diferentes temperaturas de agua bruta, dicho cambio de temperatura influye considerablemente en el cambio de viscosidad cinemática cambiando así el gradiente de velocidad.

La canaleta dimensionada no solo debe cumplir con el rango de gradientes recomendados para el caudal al final del periodo de previsión, sino que también para el mínimo caudal con el que trabajará, el caudal de $650 \text{ m}^3/\text{h}$.

Realizando cálculos se obtuvo los siguientes resultados:

Temperatura (°C)	Visc.Cin. $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	$G(\text{s}^{-1})$
4	1,562	867
10	1,307	950
20	1,001	1084

Tabla 12.7. Variación del gradiente de velocidad debido al cambio de temperatura del agua bruta

Como se observa en la Tabla 12.7 para un caudal de $650 \text{ m}^3/\text{h}$ y para diferentes temperaturas del agua bruta, los gradientes se encuentran por arriba de 700 s^{-1} lo que garantiza una buena mezcla en dicha canaleta.

12.2.3.4 Canal de agua coagulada.

Una vez que el agua sale de la canaleta Parshall continúa por un canal con las mismas dimensiones que la salida de dicha canaleta (Ancho $0,80 \text{ m}$, profundidad= $0,92 \text{ m}$, pelo de agua $0,45 \text{ m}$), donde a los $3,50 \text{ m}$ se produce un giro de 180° , redireccionando el agua hacia las dos etapas de floculación: mecánica, la cual pertenece a la línea nueva de tratamiento (a construir) e hidráulica (de flujo vertical), la cual pertenece a la línea actual de tratamiento.

En la entrada de cada línea de floculación se debe garantizar un caudal de $650 \text{ m}^3/\text{h}$, para eso se debe dimensionar un canal con sección variable que garantice tal caudal para cada línea.

Para dimensionar dicho canal se fijó una profundidad de $0,92 \text{ m}$ y se garantizó un tirante de agua de $0,45 \text{ m}$ frente a la entrada de la etapa de floculación mecánica (línea nueva de tratamiento). Con la sección establecida (Área de la sección= $0,80 \times 0,45 = 0,36 \text{ m}^2$) y con el caudal que ingresa a dicho canal ($1300 \text{ m}^3/\text{h}$) se determina la velocidad en dicha sección, resultando esta igual a 1 m/s , velocidad que garantiza la no deposición de posibles flóculos que se formen en dicho canal. Con la velocidad calculada anteriormente (1 m/s), fijando un caudal de $650 \text{ m}^3/\text{h}$ para el ingreso a la etapa de floculación hidráulica (unidad existente) y una tirante de agua igual a $0,45 \text{ metros}$, se determina el ancho de canal el cual garantice dicho caudal y dicha velocidad, siendo este igual a $0,4 \text{ metros}$.

En la Figura 12.7 se presenta un esquema ilustrativo del diseño de la redistribución del agua coagulada hacia las dos líneas de floculación.

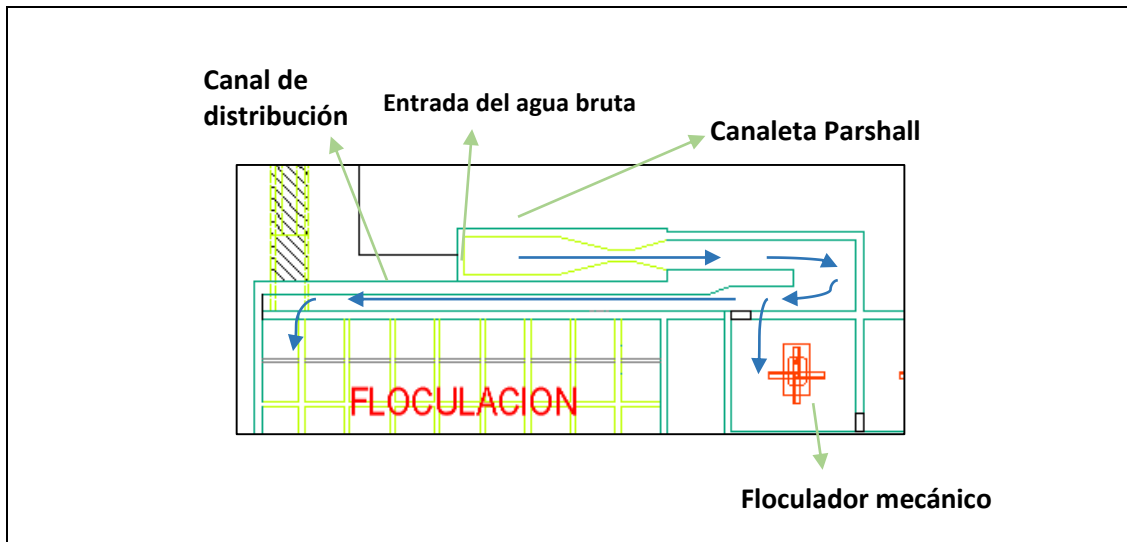


Figura 12.7. Esquema del canal de distribución a ambas líneas de tratamiento

12.2.4 Floculación

12.2.4.1 Unidades de floculación mecánica

La nueva unidad de floculación consta de tres floculadores mecánicos en línea (de flujo radial y paletas perpendiculares al eje) y un floculador hidráulico (de chicanas) de flujo vertical. Con la inclusión de tres floculadores mecánicos se estaría agregando un costo energético adicional, pero con esos dispositivos mecánicos se podría “absorber” cualquier cambio brusco en el agua bruta que obligue a realizar una modificación de los gradientes de velocidad, como por ejemplo un aumento de turbiedad o cambio en la temperatura del agua bruta. Con este tipo de control se puede asegurar un buen flóculo, el cual será removido en etapas posteriores.

Parámetros y recomendaciones de diseño:

- Gradiente de velocidad $G = \sqrt{\frac{P}{(\mu \cdot V)}}$, donde P (W), potencia entregada por el agitador, μ viscosidad dinámica (kg/m/s) y V, volumen del floculador (m^3).
- Número de Camp: $NC = G \cdot T$, donde G, gradiente de velocidad (s^{-1}), T, tiempo de retención (s).
- Tiempo de retención: $T = V/Q$
- De acuerdo a la bibliografía, se recomienda:
 - T: 10 a 30 min.
 - G: entre $10 s^{-1}$ y $80 s^{-1}$.
 - Número de Camp: entre 10000 y 100000.
- Diseño de floculadores mecánicos:
 - Área de las paletas < 20% del área de la sección transversal de la cámara.
 - Las velocidades deben verificar: para impulsores de flujo radial la velocidad periférica de las paletas < 1,20 m/s en la 1ª cámara (G alto) y < 0,75 m/s en la última cámara (G bajo).
 - El “diámetro equivalente” del recinto de floculación, se define como: $De = 1,13 \cdot \sqrt{Lx \cdot Ly}$, donde Lx y Ly son el largo y el ancho del recinto. Se recomienda: $0,30 < D/De < 0,45$, siendo D el diámetro del impulsor.

- La velocidad superficial del recinto de floculación se define como: $SV = Q_{bi}/(Lx.Ly)$, donde Q_{bi} es la capacidad de “bombeo” del impulsor (m^3/s). Capacidad de “bombeo” del impulsor se define como: $Q_{bi} = Nq * n * \frac{D^3}{60}$, donde Nq numero de “bombeo” del impulsor (tabulado), n RPM, D : diámetro del impeller (m).

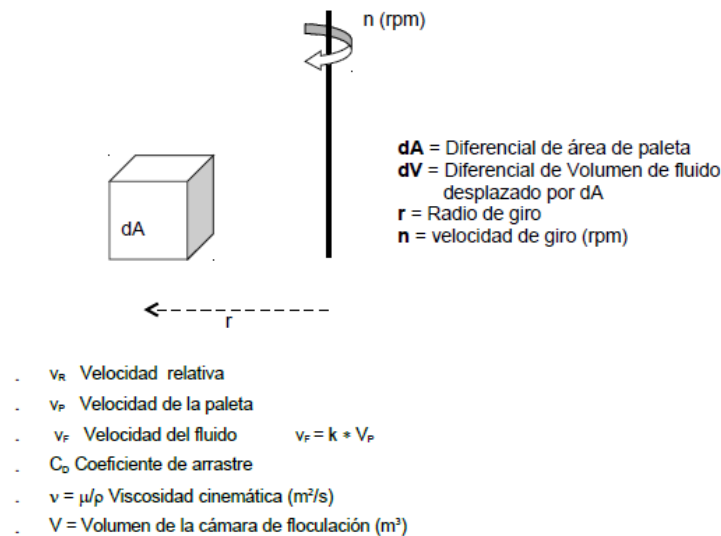
TIPO DE AGITADOR	Nq
Paletas curvas y planas (flujo radial o axial)	0,86
Hélices de 4 brazos	0,50
Hélices de 3 brazos	0,45

Tabla 12.8. Nq para diferentes agitadores.

Se recomiendan velocidades superficiales en torno a 0,03 m/s o $0,015 \text{ m/s} < SV < 0,05 \text{ m/s}$.

- Para floculadores mecánicos de flujo radial:
 - Las paletas están contenidas en un mismo plano que el eje de giro.
 - El fluido es impulsado en la dirección perpendicular al eje.
 - De acuerdo a la forma de las paletas, se denominan: de paletas perpendiculares al eje (dirección horizontal predominante) o de paletas paralelas al eje (dirección vertical predominante).

Si una paleta gira alrededor de un eje vertical, se puede analizar la potencia entregada al fluido por un diferencial de paleta dA que dista una distancia r del eje de giro:



El giro de la paleta se transmite parcialmente al fluido, provocando el giro de éste, que tiende a acompañar la rotación del eje. La potencia entregada por el diferencial dA , dependerá de la velocidad relativa v_R de giro de la paleta con respecto al fluido.

La fuerza de arrastre F_D es función de la fuerza F que actúa sobre dV , y se relaciona con ésta a través de un coeficiente C_D , comúnmente llamado coeficiente de arrastre:

$$dP = dF_D * V_R, \text{ como } F_D = F * C_D \text{ entonces } dP = dF * C_D * V_R \quad (1)$$

Aplicando el teorema de conservación de la energía, el trabajo de la fuerza F al desplazar el volumen dV , es igual a la energía cinética:

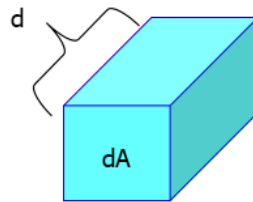
$$dF * d = m * \frac{V_R^2}{2} = \rho * dV * \frac{V_R^2}{2}, \quad \text{por lo tanto: } dF = \rho * dV * \frac{V_R^2}{2 * d} \quad (2)$$

Donde:

- d: Desplazamiento
- m: Masa del volumen dV
- ρ: Densidad (masa específica)

Combinando las expresiones (1) y (2):

$$dP = \rho * dV * \frac{V_R^2}{2 * d} * C_D * V_R$$



El volumen dV desplazado por dA es:

$$dV = dA * d$$

$$\text{Por lo tanto: } dP = C_D * \rho * \frac{V_R^3}{2} * dA$$

Las velocidades de la paleta y del fluido pueden relacionarse a través de un coeficiente k:

$$V_F = k * V_P$$

$$V_R = V_P - V_F = V_P - k * V_P$$

$$V_R = (1 - k) * V_P$$

$$\text{Por lo tanto, sustituyendo: } dP = C_D * \rho * \frac{(1 - k)^3}{2} * V_P^3 * dA$$

Donde:

$$V_P = \frac{2\pi}{60} * r * n$$

$$\text{Por lo tanto: } dP = 5,742 \times 10^{-4} * C_D * \rho * r^3 * n^3 * dA$$

Integrando la ecuación anterior en el área de la paleta, y aplicando la ecuación de Camp, se obtiene la expresión general del gradiente de velocidad para floculadores mecánicos de eje vertical de flujo radial.

Gradiente de velocidad para floculadores mecánicos de eje vertical de flujo radial:

$$G = 0,024 * \sqrt{(Cd * n^3 * (1 - k)^3 * \int r^3 dA) / (V * v)}$$

k, depende del tipo de cámara de floculación.

TIPO DE CÁMARA DE FLOCULACIÓN	k
CILINDRICA	0,25
RECTANGULAR	0,05 – 0,15
CON ESTADORES	0 – 0,10

Tabla 12.9. Valores de k para diferentes cámaras de floculación.

Cd, coeficiente de arrastre, depende de la forma de la paleta.

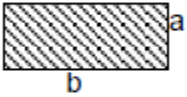
	RELACIÓN b/a	C _D
	1	1,10
	2	1,15
	4	1,19
	10	1,29
	18	1,40
	20	1,46
	:	2,01

Tabla 12.10. Valores de Cd (Coeficiente de arrastre) para diferentes relaciones b/a.

A continuación se presentará el cálculo y parámetros de diseño de la línea de floculación mecánica, formada por tres floculadores mecánicos de flujo radial (Tabla 12.11, Tabla 12.12 y Tabla 12.13).

Datos	Valor	Criterio	Resultados
Caudal (m3/h)	650		
Cámara de mezcla			
Largo (m)	3,3		
Ancho (m)	3		
Profundidad (m)	4		
Área min (m²)	12		
Volumen (m³)	39,6		
Paletas			
b(m)	0,75		
a(m)	0,75		
Área (m²)	0,6		
Nº	4	Área paleta< 20%Área transversal	0,6<2,40 Verifica
		$De = 1,13 * \sqrt{Lx.Ly}$	De= 3,6
		D= b+a	D=1,5
		0,3<D/De <0,45	D/De=0,42
Nq	0,5		
D(m)	1,5		
Qbi(m³/s)=	0,5	$Qbi = Nq * n * \frac{D^3}{60}$	
SV(m/s)	0,048	$SV = Qbi/(Lx.Ly)$	
		0,015 m/s < SV < 0,05 m/s	SV(m/s)=0,048 Verifica
nº(RPM)	17		
D(m)	1,5		
		Vel.Perif= (2*3,14/60)*nº(rpm)*D	1,19
		Vel.Perif < 1,20	Verifica
		T(tiempo de retención)=V/Q	4 minutos
T(ºC)	4ºC		
	15ºC		
	20ºC		
	0,000001562		
Viscosidad Cinemática (m²/s)	0,00000141		
	0,00000101		
Relación b/a	1	Cd	1,1
k	0,08		
	$G = 0,024 * \sqrt{(Cd * n^3 * (1 - k)^3 * \int r^3 dA) / (V * v)}$		
G(4ºC)=	48		
G(15ºC)=	51		
G(20ºC)=	60		
		Pot. Consumida Max (kW)= G²*Visc.Cinemática*Vol.cámara	0,14
		Pot.Motor(kW)= Pot.Consumida/0,75	0,2
		Potencia Motor (HP)= Pot.Motor*1,34	0,3

Tabla 12.11 Diseño y cálculos del primer floculador mecánico. Nueva línea de tratamiento

Datos	Valor	Criterio	Resultados
Caudal (m3/h)	650		
Cámara de mezcla			
Largo (m)	3,3		
Ancho (m)	3		
Profundidad (m)	4		
Área min (m²)	12		
Volumen (m³)	39,6		
Paletas			
b(m)	0,75		
a(m)	0,75		
Área (m²)	0,6		
Nº	4	Área paleta< 20%Área transversal	0,6<2,40 Verifica
		$De = 1,13 * \sqrt{Lx.Ly}$	De= 3,6
		D= b+a	D=1,5
		0,3<D/De <0,45	D/De=0,42
Nq	0,5		
D(m)	1,5		
Qbi(m³/s)=	0,4	$Qbi = Nq * n * \frac{D^3}{60}$	
SV(m/s)	0,04	$SV = Qbi/(Lx.Ly)$	
		0,015 m/s < SV < 0,05 m/s	SV(m/s)=0,04 Verifica
nº(RPM)	14		
D(m)	1,5		
		Vel.Perif= (2*3,14/60)*nº(rpm)*D	1,1
		Vel.Perif < 1,20	Verifica
		T(tiempo de retención)=V/Q	4 minutos
T(ºC)	4ºC		
	15ºC		
	20ºC		
Viscosidad Cinemática (m²/s)	0,000001562		
	0,00000141		
	0,00000101		
Relación b/a	1	Cd	1,1
k	0,08		
	$G = 0,024 * \sqrt{(Cd * n^3 * (1 - k)^3 * \int r^3 dA) / (V * v)}$		
G(4ºC)=	36		
G(15ºC)=	38		
G(20ºC)=	45		
		Pot. Consumida Max (kW)= G²*Visc.Cinematica*Vol.cámara	0,1
		Pot.Motor(kW)= Pot.Consumida/0,75	0,11
		Potencia Motor (HP)= Pot.Motor*1,34	0,1

Tabla 12.12. Diseño y cálculos del segundo floculador mecánico. Nueva línea de tratamiento

Datos	Valor	Criterio	Resultados
Caudal (m3/h)	650		
Cámara de mezcla			
Largo (m)	3,3		
Ancho (m)	3		
Profundidad (m)	4		
Área min (m²)	12		
Volumen (m³)	39,6		
Paletas			
b(m)	0,75		
a(m)	0,75		
Área (m²)	0,6		
Nº	4	Área paleta< 20%Área transversal	0,6<2,40 Verifica
		$De = 1,13 * \sqrt{Lx.Ly}$	De= 3,6
		D= b+a	D=1,5
		$0,3<D/De <0,45$	D/De=0,42
Nq	0,5		
D(m)	1,5		
Qbi(m³/s)=	0,31		
SV(m/s)	0,031		
		$Qbi = Nq * n * \frac{D^3}{60}$	
		$SV = Qbi/(Lx.Ly)$	
		$0,015 \text{ m/s} < SV < 0,05 \text{ m/s}$	SV(m/s)=0,031 Verifica
nº(RPM)	11		
D(m)	1,5		
		Vel.Perif= $(2*3,14/60)*nº(rpm)*D$	0,75
		Vel.Perif < 0,75	Verifica
		T(tiempo de retención)=V/Q	4 minutos
T(°C)	4°C		
	15°C		
	20°C		
Viscosidad Cinemática (m²/s)	0,000001562		
	0,00000141		
	0,00000101		
Relación b/a	1	Cd	1,1
k	0,08		
	$G = 0,024 * \sqrt{(Cd * n^3 * (1 - k)^3 * \int r^3 dA) / (V * v)}$		
G(4°C)=	24		
G(15°C)=	26		
G(20°C)=	30		
		Pot. Consumida Max (kW)= G²*Visc.Cinemática*Vol.cámara	0,03
		Pot.Motor(kW)= Pot.Consumida/0,75	0,04
		Potencia Motor (HP)= Pot.Motor*1,34	0,05

Tabla 12.13. Diseño y cálculos del tercer floculador mecánico. Nueva línea de tratamiento

Observando los cálculos de diseño realizados se puede notar que dichos floculadores presentan características similares, solamente variando la velocidad de giro de las paletas se pueden obtener diferentes gradientes. Para una temperatura del agua bruta igual a 20°C en la primer cámara de floculación se genera un gradiente de 60 s^{-1} , para la siguiente cámara el gradiente que se obtiene es de 15 s^{-1} menor que en el anterior, o sea, 45 s^{-1} y para la última cámara, 30 s^{-1} ; logrando así un descenso del gradiente de velocidad en forma escalonada. Con dicho descenso escalonado del gradiente de velocidad junto con el cumplimiento de los parámetros de diseño para este tipo de floculadores se garantiza un flóculo estable el cual puede ser removido en las unidades siguientes. Se debe mencionar que será necesario contar en Planta con un motor de repuesto por cualquier inconveniente que se presente con algunos de los agitadores para que sea sustituido instantáneamente sin afectar el proceso de tratamiento.

Para reducir dicho gradiente aún más, para el cuidado de los flóculos ya formados y “absorber” cualquier inconveniente producido en los agitadores anteriores, se preverá un floculador hidráulico de flujo vertical posterior a la etapa de floculación mecánica.

Las tres unidades de floculación mecánica estarán equipadas con tres agitadores Fluidmix. Los mismos cumplen con los requerimientos de potencia calculada y velocidad de giro necesaria para lograr los gradientes de velocidad determinados. Además se contará en planta con un cuarto agitador el cual se tendrá como repuesto, asegurando de este modo que la etapa completa de floculación no se vea interrumpida por un periodo de tiempo prolongado.

En anexos, *capítulo 19.3* se presentan las características de estos equipos. (Fuente: www.fluidmix-agitadores.com)

Cada uno de los recintos de las unidades de floculación mecánica posee compuertas de 0,5m de ancho por 0,9m de altura. Las mismas generan una pérdida de carga de 1 cm cada una. Utilizando la siguiente expresión, se determinó el gradiente generado en dichas compuertas, el cual no puede ser muy elevado ya que ocasionaría la rotura de los flóculos ya formados. El gradiente generado en dichas compuertas será igual a 27 s^{-1} , siendo este un valor aceptable.

$$G = \sqrt{(f * u^3 / 8 * v * R_h)}$$

Donde:

- $f=0,023$
- u =velocidad en compuertas ($u=0,39 \text{ m/s}$)
- v =Viscosidad cinemática ($0,00000106 \text{ m}^2/\text{s}$)
- R_h = Radio hidráulico

12.2.4.2 Unidad de floculación hidráulica de flujo vertical.

La etapa de floculación de la nueva línea de tratamiento cuenta con una etapa de floculación mecánica descrita anteriormente, seguida de una etapa de floculación hidráulica de flujo vertical. Dicha etapa de floculación consta de una canal de 10,3 m de longitud, 1,40 m de ancho y 4 m de profundidad. La Tabla 12.14 muestra las características de esta etapa y el cumplimiento de los parámetros de diseño establecidos por bibliografía para este tipo de floculador.

Dimensiones	
Ancho (m)	1,4
Largo (m)	10,3
Profundidad (ancho útil)(m)	4
Volumen (m ³)	58
Características	
Altura de pasajes (m)	1,2
K(pérdida de carga)	1
Nº de canales	13
Nº de tabiques	12
Ancho de canales verticales (m)	0,8
Área de canales (m ²)	1,1
(v ₁) Velocidad en canales (m/s)	0,16
Área de pasajes (m ²)	1,7
(v ₂) velocidad de pasajes (m/s)	0,11
$v_2=2/3*v_1$	Verifica

Tabla 12.14. Diseño y cálculo del floculador hidráulico de flujo vertical. Nueva línea de Tratamiento.

En un canal provisto de chicanas la pérdida de carga total está dividida en el cambio de dirección del flujo y por la fricción que imponen las paredes en dicho floculador. La pérdida de carga producida en el cambio de flujo puede ser representada por intermedio de la siguiente expresión **(fuente: Di Bernardo)**:

$$h_{p1} = (n_c * V_{e1}^2 + (n_c - 1) * V_{e2}^2) / (2 * g)$$

Donde:

h_{p1} : pérdida de carga en los giros (m)

n_c : número de canales entre chicanas igualmente espaciadas.

V_{e1} : velocidad media de flujo entre chicanas (m/s).

V_{e2} : velocidad media de flujo en los giros (m/s).

La pérdida de carga producida por la fricción que imponen las paredes se puede representar con la siguiente expresión **(fuente: Di Bernardo)**:

$$h_{p2} = L_t * J = (V_{e1} * n_m)^2 * L_t / R_h^{4/3}$$

Donde:

- h_{p2} : pérdida de carga por fricción (m)
- L_t : longitud total recorrida por el agua (m)
- J : gradiente hidráulico (m/m)
- n_m : coeficiente de Manning (igual a 0,013 para hormigón y 0,011 para madera)

- R_h : radio hidráulico (m)= área de la sección del flujo/ perímetro mojado.

La pérdida de carga total h_{pt} está dada por la suma de h_{p1} y h_{p2} . Por lo general **las unidades de flujo vertical la pérdida de carga h_{p2} es despreciable frente a h_{p1}** , razón por la cual siempre se desprecia a menos que el material de las paredes de las chicanas sea muy rugoso.

Conociendo la pérdida de carga total, se puede estimar el gradiente de velocidad medio en un canal cualquiera, con chicanas igualmente espaciadas. El gradiente de velocidad medio puede ser calculado con la siguiente expresión (**fuelle: Di Bernardo**):

$$G_m = \sqrt{\gamma * \frac{h_{pt}}{\mu * T_f}}$$

Donde:

- G_m : gradiente de velocidad medio en un canal con chicanas igualmente espaciadas.
- h_{pt} : pérdida de carga total en el canal.
- γ : peso específico del agua (N/m^3)
- μ : viscosidad absoluta del agua ($N \cdot s/m^2$)
- T_f : tiempo medio de floculación en el canal considerado.

Se puede observar que el gradiente de velocidad depende de la viscosidad absoluta del agua (o viscosidad cinemática), la cual a su vez depende de la temperatura del agua. En función de esto la Tabla 12.15 presenta los gradientes de velocidad que se obtienen en esta unidad diseñada a diferentes temperaturas del agua bruta.

Temperatura (°C)	Visc.Cin. ($10^{-6} m^2/s$)	$G(s^{-1})$
4	1,562	12
10	1,307	13
20	1,001	15

Tabla 12.15. Gradientes de velocidad en el floculador hidráulico a diferentes temperaturas

12.2.5 Sedimentación

12.2.5.1 Sedimentadores de placas

Mediante la colocación de placas paralelas o módulos de diferentes tipos en la zona de sedimentación, se obtiene en estas unidades una gran superficie de deposición para los lodos. La diferencia básica entre los sedimentadores laminares o de alta tasa y los sedimentadores convencionales reside en que los primeros trabajan -como su nombre lo indica- con flujo laminar (número de Reynolds, $Re < 500$) y los últimos con flujo turbulento (Re entre 10.000 y 250.000). Esta diferencia teórica fundamental debe reflejarse en la forma en que se diseñan unos y otros.

12.2.5.2 Parámetros y recomendaciones de diseño

El parámetro de diseño más importante en las unidades de sedimentación es la velocidad de sedimentación de los flóculos, que depende fundamentalmente de las características del agua bruta y de la eficiencia del pretratamiento. Por esta razón, la velocidad de diseño debe determinarse experimentalmente para cada caso.

Las cargas superficiales utilizadas en América Latina normalmente varían entre 120 y 185 $m^3/m^2/d$. En cada caso, será necesario efectuar un estudio de tratabilidad del agua, para determinar la tasa de sedimentación con la cual se podrá obtener hasta 2 NTU de turbiedad residual en el agua tratada. Este criterio obedece a recomendaciones de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA) para que los filtros puedan brindar un efluente exento de microorganismos patógenos y de huevos de *Giardia lamblia* y *Cryptosporidium*, habida cuenta de que sólo el filtro puede eliminar a estos últimos cuando recibe un afluente de la calidad indicada.

De acuerdo con investigaciones realizadas en prototipos, las unidades se pueden diseñar con Re de hasta 500, sin que se obtengan disminuciones apreciables en la eficiencia alcanzada.

En los sedimentadores laminares, el Re es una consecuencia de la geometría de los elementos tubulares y de la velocidad del flujo en el interior de estos, y no una condición del proyecto. De acuerdo con este criterio no es necesaria la obtención de un flujo laminar puro para mejorar la eficiencia del proceso.

Al utilizarse el Re en el límite máximo del rango laminar, se consigue ampliar la separación de las placas o la sección de los módulos, lo cual se refleja en una gran economía, al disminuir el número de placas o módulos empleados en la construcción de la unidad.

La velocidad longitudinal media (V_0) en los elementos tubulares comúnmente se adopta entre 10 y 25 cm/min. En cada caso, es posible determinar la velocidad máxima del flujo mediante la expresión:

$$V_{omax} = (Nr/8)^{0,5} * V_{sc}$$

Donde V_{sc} = velocidad de sedimentación de las partículas.

Dada la gran cantidad de módulos que se precisan, es deseable que el material sea de bajo costo y muy resistente a la permanencia bajo el agua. Los materiales que se usan para este fin son las lonas de vinilo reforzadas con poliéster, el asbesto-cemento, el plástico y la fibra de vidrio.

En este proyecto se evaluará la utilización de módulos de plástico prefabricados por su facilidad de instalación. Al elegir el plástico, debe consultarse con el fabricante su resistencia a la exposición directa a los rayos solares.

Para la etapa de sedimentación del ala nueva de la planta, se diseñaron dos sedimentadores de flujo laminar. A cada sedimentador ingresará la mitad del caudal que ingresa al ala nueva (a cada

sedimentador ingresa un $Q = 325 \text{ m}^3/\text{h}$). Se diseñaron ambos sedimentadores con las mismas dimensiones, por lo que van a cumplir con los mismos parámetros de diseño.

Para optimizar el funcionamiento de estas unidades, se consideró en el proyecto estructuras de entrada, salida, almacenamiento y extracción de lodos correctamente concebidas, a través de las cuales se debe vehicular el agua para lograr el mejor comportamiento y la máxima eficiencia de la unidad.

Múltiples evaluaciones han permitido determinar que la eficiencia de este tipo de sedimentador está estrechamente ligada al comportamiento hidráulico de la unidad.

- **Zona de entrada:** Canal o ducto que distribuye de manera uniforme el agua floculada al módulo de placas.
- **Zona de sedimentación:** Mediante módulos de placas.
- **Zona de salida:** Sistema de recolección del agua sedimentada mediante canaletas.
- **Zona de depósito y extracción de lodos.**

Para la determinación del área a ocupar por cada unidad de sedimentación se diseñó en primer lugar la zona de sedimentación. Luego, al conocer el área superficial a ocupar por cada unidad se continuó con el diseño de la zona de entrada, luego se diseñó la zona de salida y por último se determinó el depósito de lodos de cada unidad.

12.2.5.3 Zona de sedimentación

Los parámetros a tener en cuenta para realizar un pre-diseño son la Tasa de Sedimentación (TS) y el Tiempo de Retención (T). Según diferentes bibliografías para sedimentación de flujo laminar la tasa de sedimentación máxima es $TS_{max} = 185 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} (7,7 \frac{\text{m}}{\text{h}})$ y el tiempo de retención debe estar entre 15 min y 1.5 h.

Se propone la colocación de placas o módulos de placas en la zona de sedimentación de modo de lograr una gran superficie de deposición para los lodos, disminuyendo apreciablemente el área superficial de los tanques.

Los módulos patentados se fabrican normalmente de plástico o de fibra de vidrio. El plástico es el material ideal para este fin por su poco peso. Como su costo es muy alto, los módulos de este material tienen de 0,50 a 1 m (aprox.) de altura y están hechos de láminas muy delgadas para disminuir su peso y, por consiguiente, también el costo de transporte.

El área total que debe cubrirse con placas espesor (e) y separación (e'), en el plano horizontal, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$As = Q / (f \cdot Vs)$$

$$f = \frac{\sin\Theta(\sin\Theta + L_i \cos\Theta)}{S}$$

Dónde:

- f = factor de comparación con la sedimentación sin placas
- Q = caudal en m^3/s
- Vs = velocidad de sedimentación de la partícula en m/s
- L = longitud relativa
- S = módulo de eficiencia de placas

La longitud relativa L se determina mediante la siguiente expresión:

$$L = lu / d$$

Dónde:

- lu = longitud útil dentro de las placas
- d = espaciamiento entre las placas

El número total de placas por instalar (N) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\frac{As \cdot \sin \Theta}{B \cdot d / 100}$$

Dónde:

- B = Ancho total neto de la zona de decantación
- d = Espaciamiento entre las placas

El número de Reynolds se comprueba mediante la siguiente expresión:

$$Re = 4 RH \cdot V_o / \nu$$

Dónde:

- ν = viscosidad cinemática en m^2/s
- V_o = velocidad media del flujo en m/s
- RH = radio medio hidráulico en m

Módulo de placas

Los módulos a colocar son placas que presentan una inclinación de 60° . Para la determinación del módulo a utilizar fue necesario consultar distintos catálogos de paneles para determinar el más adecuado para este proyecto.

En este caso, teniendo en cuenta la variedad de módulos que presenta el catálogo de Brentwood industries, tomando una tasa de $7 m^3/m^2/h$, equivalente a $2,9 \text{ gpm/ft}^2$, se considera utilizar el modelo IFR-6036, cuya longitud vertical es de 0.91 m basada en un ángulo de inclinación de 60° (longitud de cada tubo de 1 m).

TUBE SETTLER MAXIMUM APPLICATION RATES		
Flow (GPM): Required flow through the basin.		
Area (FT ²): Tube settler area within the basin.		
Application Rate (AR): $\frac{GPM}{FT^2}$		
IFR-6024 (2 ft.)	IFR-6036 (3 ft.)	IFR-6041 (4 ft.)
AR = ≤ 2.5	AR = ≤ 4.0	AR = ≤ 4.5

En Anexo, *capítulo 19.4*, se presenta el catálogo con las especificaciones de los módulos Brentwood.

TUBE SETTLER	VERTICAL HEIGHT	TUBE LENGTH**	TYPICAL DESIGN APPLICATION RATE	EQUIVALENT SETTLING AREA
20"	20.00"	23.09"	1.50 gpm / ft ²	10.3 ft ² / ft
IFR-6024*	24.00"	27.71"	2.00 gpm / ft ² ***	12.3 ft ² / ft
30"	30.00"	34.64"	2.50 gpm / ft ²	15.4 ft ² / ft
IFR-6036*	36.00"	41.57"	3.00 gpm / ft ²	18.5 ft ² / ft
40"	40.00"	46.19"	3.50 gpm / ft ²	20.5 ft ² / ft
IFR-6041*	41.00"	47.34"	3.50 gpm / ft ²	21.0 ft ² / ft

La secuencia de cálculo y sus resultados se reflejan en la Tabla 12.16.

	Datos		Resultados									
	Variable	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad	Ref.	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad	Ref.
1	e' e Θ	Separación de las placas en el plano horizontal Espesor de las placas Ángulo de inclinación de las placas		5,000 0,100 60,000	cm cm °		d	Espaciamiento entre las placas	$e' \cdot \text{sen} \Theta - e$	4,2	cm	
2	l	Longitud del módulo de placas		1,000	m		lu	Longitud útil dentro de las placas	$100l - e' \cdot \cos \Theta$	97,5	cm	
3							L	Longitud relativa del módulo de placas	lu/d	23		
4	s L_i	Eficiencia del módulo de placas Valor de L considerado en la ecuación de f	1.0-1.36	1,360 20,2	 20,2	CEPIS1 p.57	f	Factor de comparación con la sedimentación sin placas	$\frac{\text{sen} \Theta (\text{sen} \Theta + L_i \cos \Theta)}{s}$	7,0		CEPIS p.86
5	Q $V's$	Caudal de diseño del decantador Velocidad de sedim. de las partículas	0.78-1.98	0,090 1,100	m³/s m/h	CEPIS1 p.61	Vs Vo	Velocidad de sedim. de las partículas Velocidad media del flujo dentro del módulo	$V's/3600$ $Vs \cdot f \cdot 100/\text{sen} \theta$	3,1E-04 0,246	m/s cm/s	
6	n	Viscosidad cinemática		1,01E-06	m²/s		Nr	Número de Reynolds dentro de las placas	$\frac{Vo \cdot d \cdot 10^{-4}}{\nu}$	103,2		CEPIS1 p.62
7	C	Constante de Yao	0.035 a 0.058	0,058		Yao	Lc'	Longitud de transición de régimen turbulento a laminar.	$C(Nr)(d)$	25,3	cm	Yao
							Lc	Longitud de transición para números de Reynols < 200	$2.5Vo \cdot d^2$	11,0	cm	Gomella

							En módulos sección cuadrada						
8							L_1	Nueva longitud relativa del módulo	$(lu-Lc)/d$	20			
9							A_s	Área superficial efectiva de la unidad.	$Q/(f \cdot V_s)$	42,3	m ²		
10	B	Ancho total neto de la zona de sedimentación		5,000	m		N	Número de canales formados por las placas paralelas	$\frac{A_s \cdot \text{sen} \Theta}{B \cdot d} \cdot 100$	173			
11							LT	Longitud total del sedimentador	$l \cos \Theta + \frac{N \cdot d + (N + 1)e}{100 \cdot \text{sen} \Theta}$	9,2	m		
12							V_o	Velocidad media del flujo La velocidad recomendada es de 10 a 25 cm/min	$\frac{Q}{A_s \cdot \text{sen} \theta} \times 100$	0,246 14,8	cm/s cm/min	CEPIS1 p.61	
16	ν'	Viscosidad cinemática		0,010	Stokes		Rh	Radio hidráulico del sedimentador	$\frac{B \cdot LT}{2 (B + LT)}$	1,62	m		
17							V_a	Velocidad del agua antes de entrar a los módulos	$\frac{Q}{B \cdot LT}$	1,97E- 03	m/s	7,10E+00	m/h
18							Re_a	Número de Reynolds antes de que el agua entre a las placas	$\frac{4Rh \cdot V_a}{\nu}$	12632,7			

Tabla 12.16.Diseño y cálculos de las unidades de sedimentación.

Con los cálculos realizados y presentados en la Tabla 12.16 se determinó que cada sedimentador tendrá un largo de 9,20 m y 5 m de ancho, los cuales trabajarán con una tasa de sedimentación igual a 7 m³/m²/h. Además contará con un módulo de placas de un metro de alto. Suponiendo además un tiempo de retención de 30 min (dentro de las recomendaciones bibliográficas, vistas anteriormente), se tuvo como pre-diseño que cada sedimentador tendrá una profundidad de al menos 3,5 metros (valor que será modificado más adelante basándose en recomendaciones bibliográficas).

12.2.5.4 Zona de entrada

Esta zona tiene como objetivo distribuir el caudal de manera uniforme a las dos unidades que operan en paralelo y a lo largo del módulo de placas. Esta función la desempeña un canal que se encuentra a la salida del floculador hidráulico (su diseño se presentará más adelante), seguido de cuatro ductos inferiores (dos para cada unidad) que son los encargados de distribuir el agua bajo los módulos diseñados anteriormente.

Criterios de diseño

Si se proyecta un ducto de sección variable con orificios se consigue distribuir el caudal de manera uniforme a ambas unidades de manera que la velocidad se mantenga aproximadamente constante en el ducto.

Como se mencionó anteriormente el ingreso del agua floculada a cada unidad de sedimentación será a través de ductos de sección variable con orificios, ubicados debajo de los módulos diseñados. Cada unidad contará con dos ductos inferiores de iguales dimensiones.

Los ductos cuentan con orificios que son los encargados de distribuir uniformemente el agua floculada, los mismo cuentan con una configuración tal que la desviación de caudales es menor al 10%, tal como recomiendan las diferentes bibliografías. Para lograr esto fue necesario aplicar el modelo de Hudson, el cual será detallado a continuación:

El coeficiente de pérdida de carga total en los orificios (β) está dado por la siguiente expresión:

$$\beta = 1 + \theta + (V_c / VL)^2 \cdot \varphi$$

Dónde:

- 1 = pérdida de carga debida a la disipación de energía en el lateral
- θ = coeficiente de pérdida de carga en la entrada. En canales cortos como los que se diseñan en las plantas de tratamiento de agua, el valor de este coeficiente es de $\theta = 0,7$, para canales largos el valor de $\theta = 0,4$.
- φ = coeficiente de pérdida de carga en el cambio de dirección de la corriente, para canales cortos $\varphi = 1,67$; para canales largos $\varphi = 0,90$.
- V_c = velocidad en el canal o tubo principal de distribución en m/s
- VL = velocidad en los laterales: compuertas o tuberías laterales que reciben el caudal distribuido en m/s

La velocidad real en los laterales (VL_1) se comprueba mediante la siguiente expresión:

$$VL = \frac{Qt}{AL \cdot \sqrt{\beta_1} \left(\sum_{i=1}^n 1 / \sqrt{\beta_i} \right)}$$

Dónde:

- Q_t = caudal total por distribuir (m^3/s)
- AL = área de cada uno de los orificios o de los tubos laterales de distribución (m^2)

Para comprobar el gradiente de velocidad medio (G) en los orificios o secciones de paso, se empleará la siguiente expresión:

$$G = (\gamma/2\mu g)^{0,5} \cdot (f/4 R_H)^{0,5} \cdot VL^{1,5}$$

Dónde:

- γ = densidad del agua en kg/cm^3
- R_H = radio hidráulico de la sección en m
- μ = viscosidad absoluta ($kg.s/cm^2$)
- f = coeficiente de Darcy- Weisbach: varía entre 0,015 y 0,030

La longitud total del ducto es la de cada unidad, o sea, cada ducto posee un largo total de 9,20 m. Como se mencionó, los ductos poseen sección variable, sus dimensiones son las siguientes: altura inicial 1 metro y su altura final es de 0,30m, su ancho es constante en su longitud total y el mismo es de 1 metro.

Se consideran 92 orificios ubicados en él y distribuidos a ambos lados del canal, con un diámetro de 7.6 cm (3 pulgadas), una distancia de centro a centro de 0,20 m y con una distancia al módulo de placas de 1 m (en este capítulo se presenta como se seleccionó esta distancia).

A continuación en la Tabla 12.17 se presentan los resultados del diseño de un ducto de distribución de agua floculada.

Para el diseño se consideró la mitad de la sección y la mitad del caudal que ingresa a cada ducto para así determinar la cantidad de orificios necesarios para uno de los lados del ducto, los cuales deberán cumplir con que la desviación del caudal entre el primer orificio y el último orificio sea menor o igual al 10%.

orificios	qL (m3/s)	Qm (m3/s)	vL (m/s)	beta	1/raiz beta	G (1/s)	qL máx	0,000506
1	4,79E-04	0,0226	0,1051	1,5686	0,7984	12,8210	qL mín	0,000479
2	4,80E-04	0,0221	0,1052	1,5664	0,7990	12,8347	qL med	0,000491
3	4,80E-04	0,0216	0,1052	1,5641	0,7996	12,8488	2 iteraciones	
4	4,80E-04	0,0211	0,1053	1,5617	0,8002	12,8633	delta	5,68%
5	4,81E-04	0,0207	0,1054	1,5593	0,8008	12,8782		
6	4,81E-04	0,0202	0,1055	1,5569	0,8014	12,8936		
7	4,81E-04	0,0197	0,1055	1,5543	0,8021	12,9093		
8	4,82E-04	0,0192	0,1056	1,5517	0,8028	12,9256		
9	4,82E-04	0,0187	0,1057	1,5491	0,8035	12,9423		
10	4,82E-04	0,0182	0,1058	1,5463	0,8042	12,9594		
11	4,83E-04	0,0178	0,1059	1,5435	0,8049	12,9772		
12	4,83E-04	0,0173	0,1060	1,5406	0,8057	12,9954		
13	4,84E-04	0,0168	0,1061	1,5377	0,8064	13,0142		
14	4,84E-04	0,0163	0,1062	1,5346	0,8072	13,0335		
15	4,85E-04	0,0158	0,1063	1,5315	0,8081	13,0535		
16	4,85E-04	0,0153	0,1064	1,5283	0,8089	13,0740		
17	4,86E-04	0,0149	0,1065	1,5250	0,8098	13,0952		
18	4,86E-04	0,0144	0,1066	1,5216	0,8107	13,1171		
19	4,87E-04	0,0139	0,1067	1,5181	0,8116	13,1397		
20	4,87E-04	0,0134	0,1068	1,5145	0,8126	13,1629		
21	4,88E-04	0,0129	0,1069	1,5109	0,8136	13,1869		
22	4,88E-04	0,0124	0,1071	1,5071	0,8146	13,2117		
23	4,89E-04	0,0119	0,1072	1,5032	0,8156	13,2372		
24	4,89E-04	0,0114	0,1073	1,4992	0,8167	13,2635		
25	4,90E-04	0,0110	0,1075	1,4951	0,8178	13,2907		
26	4,91E-04	0,0105	0,1076	1,4910	0,8190	13,3187		
27	4,91E-04	0,0100	0,1078	1,4867	0,8202	13,3476		
28	4,92E-04	0,0095	0,1079	1,4823	0,8214	13,3773		
29	4,93E-04	0,0090	0,1081	1,4777	0,8226	13,4079		
30	4,94E-04	0,0085	0,1082	1,4731	0,8239	13,4394		
31	4,94E-04	0,0080	0,1084	1,4684	0,8252	13,4718		
32	4,95E-04	0,0075	0,1086	1,4636	0,8266	13,5050		
33	4,96E-04	0,0070	0,1087	1,4587	0,8280	13,5391		
34	4,97E-04	0,0065	0,1089	1,4537	0,8294	13,5739		
35	4,98E-04	0,0060	0,1091	1,4487	0,8308	13,6093		
36	4,98E-04	0,0055	0,1093	1,4436	0,8323	13,6454		
37	4,99E-04	0,0050	0,1095	1,4384	0,8338	13,6818		
38	5,00E-04	0,0045	0,1097	1,4333	0,8353	13,7184		
39	5,01E-04	0,0040	0,1099	1,4282	0,8368	13,7550		
40	5,02E-04	0,0035	0,1101	1,4233	0,8382	13,7911		
41	5,03E-04	0,0030	0,1102	1,4184	0,8396	13,8262		
42	5,04E-04	0,0025	0,1104	1,4139	0,8410	13,8598		
43	5,04E-04	0,0020	0,1106	1,4096	0,8423	13,8909		
44	5,05E-04	0,0015	0,1107	1,4059	0,8434	13,9185		
45	5,05E-04	0,0010	0,1108	1,4029	0,8443	13,9411		
46	5,06E-04	0,0005	0,1109	1,4008	0,8449	13,9566		
Suma(1/raiz beta)					37,6550			

Tabla 12.17. Diseño del ducto de agua floculada

Observando la Tabla 12.17 se tiene que la diferencia entre el caudal del primer orificio y el último orificio se aproxima al 6%, estando dentro de lo recomendado. También se puede observar los gradientes de velocidad en los orificios varían entre $12,8 \text{ s}^{-1}$ a $13,9 \text{ s}^{-1}$.

Por lo tanto a cada sedimentor ingresa un caudal total de $0,090 \text{ m}^3/\text{s}$ ($325 \text{ m}^3/\text{h}$), distribuidos en dos ductos idénticos que conducen $0,0226 \text{ m}^3/\text{s}$ cada uno.

Se preverá colocar cuatro orificios de una pulgada de diámetro ubicados en la parte inferior del ducto de manera de facilitar la purga del material sedimentado durante su limpieza.

12.2.5.5 Zona de salida de agua sedimentada

La recolección del agua sedimentada se proyecta mediante canaletas provistas de vertederos triangulares en sus laterales.

El parámetro de diseño es el caudal por metro lineal de vertedero, para el cual hay recomendaciones de valores:

CAUDAL POR METRO LINEAL DE VERTEDERO	REFERENCIA
$q_L < 2,0 \text{ l/s/m}$	Carlos Richter
$q_L < 3,0 \text{ l/s/m}$	Acevedo Netto
$q_L < 3,3 \text{ l/s/m}$	J. Arboleda
$q_L < 2,5 \text{ l/s/m}$	Enohsa

Tabla 12.18. Valores recomendados para el diseño de las canaletas de recolección.

Además, considerando otras recomendaciones como:

- Colocación de manera longitudinal en el sedimentador
- La separación entre canaletas establecerá la distancia entre la salida del módulo de placas y el nivel de pelo de agua.

Se proyectan, basándose en las recomendaciones vistas anteriormente, dos canaletas longitudinales con un largo total de 9,20 m (largo del sedimentador). Las mismas tienen 0,40 m de ancho y una altura de 0,35 m.

Se prevé, además, que la descarga de las canaletas sea de tipo libre, a un canal de agua sedimentada que se encargará de distribuir el agua en los filtros. Para la determinación del tirante máximo dentro de cada canaleta se utilizó la ley de descarga de vertederos de lámina delgada:

$$Q = 1,38 * b * Ho^{1,5}$$

Donde:

- b =ancho de la canaleta (m)
- Ho =tirante máximo (m)
- Q =caudal dentro de la canaleta (m^3/s)

Para el diseño de las canaletas se fijó un caudal lineal por metro de vertedero dentro de las recomendaciones bibliográficas presentadas anteriormente, se fijó un valor de 3 l/s/m . Con dicho valor se determinó una longitud mínima que debería de tener dicha canaleta de recolección, en base a esto se consideraron dos canaletas con vertederos triangulares distribuidos en sus laterales, obteniendo así una longitud total de 36,8 m de canaleta.

En la Tabla 12.19 se presentan los resultados obtenidos.

Largo del sedimentador (m)	9,20
q_L (l/s/m)	3
Longitud mínimo de canaleta (m)	30,1
Longitud de canaleta (m)	36,8
Número de canaleta	2
Caudal en las canaletas, q (m³/s)	0,045
Ancho de canaletas (m)	0,40
Ho (Tirante máximo) (m)	0,19
Revancha (m)	0,06
Altura de canaleta hasta vértice de vertederos (m)	0,25
q_LReal(l/s/m)	2,45

Tabla 12.19. Dimensiones principales de las canaletas de recolección de agua sedimentada.

Observando la Tabla 12.19, se tiene que el tirante máximo dentro de cada canaleta será de 0,19 m, dejando 6 cm de revancha, la altura hasta el vértice de vertederos será de 0,25 m.

Recalculando el caudal lineal por metro de vertedero, el valor obtenido (2,45 l/s/m) se encuentra dentro de las diferentes recomendaciones bibliográficas.

Debe limitarse la velocidad de aproximación colocando el suficiente número de canaletas o tuberías de modo de no arrastrar flóculos. Hudson recomienda que la separación entre canaletas debe ser tal que no supere el doble de la profundidad de la zona de sedimentación. Acevedo Netto sugiere que la distancia libre entre canaletas debe cumplir la siguiente relación:

$$0,25 H \leq d \leq 0,60 H$$

- H = Profundidad de la zona de sedimentación
- d = Espacio libre entre canaletas

Suponiendo una profundidad de la zona de sedimentación de 3 m, las canaletas deben estar separadas 0,75 m como mínimo y como máximo 1,80 m. En este caso las canaletas estarán separadas 1,70 m entre sí, y las canaletas en los extremos estarán separadas 1,25 m de la pared de la unidad.

Luego de determinadas las dimensiones de las canaletas de recolección se procede a dimensionar los vertederos triangulares.

Para ello se previeron vertederos de 10 cm de altura a la base con ángulo al centro de 90°. La base de dichos triángulos (colocados con el vértice hacia abajo) es de 20 cm. El vertido se hará entonces con 32 vertederos de cada lado de las canaletas (64 vertederos por canaleta), espaciados 8 cm. Debido a que las canaletas van arriostradas en sus extremos, no se tienen vertederos sobre los mismos.

Mediante la ley de descarga de vertederos triangulares de lámina delgada se halló el tirante dentro de los vertederos.

$$Q = 1,4 * H^{5/2}$$

Ley de descarga de vertederos triangulares con ángulo al centro recto.

Resulta un tirante dentro del vertedero de **4,8 cm**.

Por lo tanto las dimensiones generales de cada canaleta quedan expresadas en la Tabla 12.20:

	h (cm)
Altura vertedero triangular	10
Revancha en canaleta	6
Tirante máximo dentro de canaleta	19
Altura total canaleta de recolección	35

Tabla 12.20. Dimensiones de la canaleta de recolección.

Las canaletas deberán ser colocadas de manera tal que el nivel de pelo de agua en el sedimentador sea el mismo que el nivel del tirante dentro de los vertederos triangulares.

Se debe mencionar que tanto el sustento de las placas y de las canaletas de recolección de agua sedimentada debe resolverse adecuadamente sin colocar apoyos intermedios.

Para definir la profundidad de cada unidad de sedimentación es necesario, según recomendaciones bibliográficas, respetar algunas longitudes, como son: la zona de salida (h_2) y la zona de mezcla (h_1), la cual es la altura necesaria para que haya mezcla entre los conos de descarga. (Ver Figura 12.8)

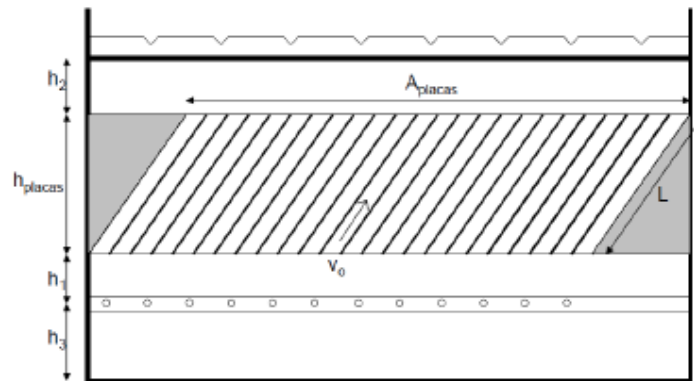


Figura 12.8. Medidas mínimas recomendadas a cumplir.

Según di Bernardo:

$$b = \frac{h_1}{5} + d_{orificio} \geq s_{orificio}$$

Según Streeter:

$$b = \frac{h_1}{8} + d_{orificio} \geq s_{orificio}$$

Donde

- $S_{orificio}$: separación entre orificios
- $d_{orificio}$: diámetros de orificios
- h_1 : altura mínima de zona de mezcla

Zona de mezcla (h1):

Longitud de tubería de distribución (m)	9,2
Número de orificios	46
Diámetro de orificios (m)	0,076
Distancia entre orificios (m)	0,20
h₁ mínimo (Di Bernardo)	0,62
h₁ mínimo (Streeter)	1,0
h1(m)=	1

Tabla 12.21. Rango de distancias h1 recomendadas

Para la determinación de la altura de salida (h₂), se utiliza una expresión que depende de la separación entre canaletas de recolección de agua sedimentada.

$$\frac{d}{h_2} = 432/TS$$

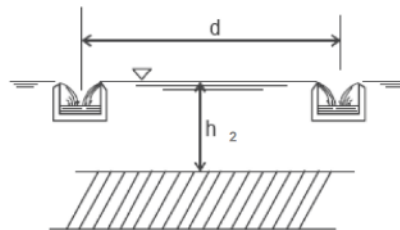
Donde:

- d: separación entre canaletas (m)
- TS: Tasa de sedimentación (m³/m²/d)
- h₂: altura mínima recomendada de la zona de salida (m)

Zona de salida (h2):

Tasa de sediment. (m³/m²/d)	169,6
d (m)	1,70
h₂ (m)	0,67
h₂seleccionado (m)	0,70

Tabla 12.22. Distancia h2 mínima recomendada



Por lo tanto desde la el ducto de distribución de agua floculada hasta el pelo de agua, cada sedimentador cuenta con una profundidad de 2,70 m, los cuales se distribuyen de la siguiente manera:

- 1m zona de mezcla (h₁)
- 1m zona de sedimentación (zona de placas)
- 0,70m zona de salida (h₂)

12.2.5.6 Zona de depósito de lodos

Considerando que al año 2045 se mantienen los parámetros característicos del agua a tratar, se realiza una estimación teórica de lodos a partir de los parámetros de planta actuales.

Para la determinación del volumen de lodos generados se siguen los siguientes pasos:

Cálculo de kg de sólidos secos por metro cúbico de agua tratada, generados en el proceso de sedimentación, mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{0,2Col + 1,3T + kD}{1000}$$

Donde,

- S= kg de sólidos secos/m³ de agua tratada
- Col= Color verdadero del agua bruta
- T= Turbiedad del agua bruta
- D= Dosis de coagulante (mg/l)

Se halla la masa de lodos generada por hora, calculada como:

$$M_L = \frac{\eta S Q}{C}$$

Donde,

- C= Concentración de sólidos secos en el lodo (kg S.Secos/kg lodos)
- η= Rendimiento del sedimentador (adoptándose η=1)

Cálculo de la densidad del lodo, δ_L (kg lodo/ m³ de lodo) a partir de:

$$\delta_L = \frac{1}{\frac{C}{\delta_s} + \frac{1-C}{\delta}}$$

Donde,

- δ= Densidad del agua (kg/m³)
- δ_s=Densidad de sólidos secos (kg/m³)

Finalmente, se calcula el volumen de lodos mediante la siguiente expresión:

$$V_L = \frac{M_L}{\delta_L}$$

En las siguientes tablas se presentan los valores que fueron obtenidos para cada uno de los pasos.

Turbiedad del agua bruta (NTU)	24
Color del agua bruta (unid. Pt - Co)	49
Dosis sulf Al (mg/l $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{H}_2\text{O}$)	120
K	0,23
S (kg Sól sec / m³ ag. trat)	0,0686

Caudal (m³/h)	325
δ (densidad del agua)	1000
δ_s (kg sólidos secos / m³ lodos)	1400
C (kg S.Secos / kg lodos)	0,012
η (rendimiento del sedimentador)	1
δ_L (kg lodos / m³ lodos)	1003,4
M_L (kg lodos / hora)	1858
V_L (m³ lodo / hora)	1,9

Tabla 12.23. Cálculo del volumen de lodo generado

Se propone una zona de lodos prismática de base trapezoidal, con pendiente hacia la entrada del agua floculada. Ambas bases cuentan con un ancho mayor de 5 m, al igual que el ancho del sedimentador. Las alturas son de 0,5 m para la base menor, mientras que para la base mayor la altura es de 1,5 m. Este depósito cuenta con un volumen total de 23 m³. A partir de esta configuración de tolva, con pendiente hacia la zona del canal de agua floculada (parte inferior del mismo), lugar donde se colocarán tuberías las cuales (en el momento de la extracción de lodos) conducirán el lodo de cada unidad de sedimentación hacia el tratamiento de lodos.

Ya que para cada sedimentador, la tolva de almacenamiento de lodo cuenta con un volumen total de 23 m³ y el volumen de lodo producido es de 1,9 m³/hora, la frecuencia de descarga será cada 12 horas.

12.2.6 Canal de distribución del agua floculada a los sedimentadores

Una vez determinadas las alturas necesarias para que se realice una buena distribución del agua floculada en cada unidad, para que ocurra una correcta sedimentación de los flóculos en los módulos, se diseñó el canal de distribución de agua floculada, el cual conduce el agua hacia los ductos inferiores de cada unidad. Se recuerda que ingresan dos ductos de sección variable a cada unidad de sedimentación.

Las dos unidades operan en paralelo, con los mismos parámetros de funcionamiento; esto solo ocurrirá si ambas reciben caudales iguales para que la tasa de operación sea uniforme. A su vez, para que se mantengan las características del floc el gradiente de velocidad en la entrada a cada ducto de distribución de agua floculada no debe ser superior al de la última etapa de floculación.

Algunos autores sugieren rangos de velocidad, y bajo ese criterio se recomienda que a los efectos de evitar sedimentación en el canal de agua floculada, la velocidad debe ser superior a 0.10 m/s e inferior a 0.6 m/s para no correr riesgo de rotura de flóculos.

La longitud total del canal es el ancho de los sedimentadores menos el espacio entre el ultimo ducto de distribución y la pared de la unidad, o sea 9,50m. La altura del canal es de 2,85m y el ancho es de 0,60m.

En el caso particular del canal proyectado se alcanzan velocidades extremadamente bajas en las secciones finales (menores a 0,1 m/s), por lo que se procede a calcular el gradiente de velocidad medio en el canal y el tiempo de permanencia del agua dentro del mismo.

El gradiente medio de velocidad en un canal se puede determinar como:

$$G = n \times \sqrt{g/v} \times RH^{-0.667} \times v^{1.5}$$

Siendo:

- G: gradiente de velocidad en un canal (s-1)
- n: Coeficiente de Manning de acuerdo a la rugosidad del conducto
- v: velocidad media en el canal (m/s)
- g: aceleración de la gravedad (m/s²)
- v: viscosidad cinemática (m²/s)
- RH: radio hidráulico del canal (m)

Se obtiene un gradiente de velocidad medio en el canal G de **1.10 S⁻¹ ≤ 15 S⁻¹** (última etapa de floculación).

Si bien el criterio general es que el gradiente de velocidad en cualquier elemento intermedio entre los procesos de floculación y sedimentación sea menor que el existente en la última etapa de floculación, se admite cierta tolerancia en función del tiempo que transcurre desde que el agua sale del floculador e ingresa al sedimentador.

El tiempo de permanencia del agua dentro del canal de distribución de agua floculada se calcula mediante la siguiente expresión: $t (s) = V / Q$, siendo V el volumen del canal expresado en m³ y Q el caudal de ingreso al canal en m³/s. Se obtiene entonces un tiempo de permanencia t de 88 segundos.

Si bien este tiempo no es suficientemente largo como para que se dé la sedimentación dentro del canal, al ser de un poco más de un minuto, los flóculos se pueden debilitar al estar sometidos a un gradiente de velocidad muy bajo y seguramente se rompan con facilidad. Para evitar la rotura de flóculos en las compuertas u orificios se adopta el siguiente criterio:

- Si $t = 88 > 45$ segundos: Gradiente en las entradas a los ductos $\leq G$ (último gradiente en el floculador)

Se verifica entonces que el gradiente en dichas entradas es menor a 15 s⁻¹, tanto en el ingreso a los ductos de distribución como en los orificios de los mismos. Observando la Tabla 12.17, se tiene que el gradiente de velocidad producido en los orificios varía entre 12,8 s⁻¹ a 13,9s⁻¹, siendo menor a al gradiente de velocidad generado en la última etapa de floculación (floculador hidráulico).

A continuación en la Tabla 12.24 se presentan las características principales de cada unidad de sedimentación de la nueva línea de tratamiento:

Características generales de cada unidad de sedimentación	
Tasa de sedimentación (m/h)	7
Largo (m)	9,2
Ancho (m)	5
Profund. Zona de entrada Zona de sedimentación + Zona de salida (m)	2,85
Tiempo de retención (min)	28,5
Zona de salida de agua sedimentada	
Dos canaletas con vertederos triangulares	
Largo (m)	9,2
Ancho (m)	0,4
Altura (m)	0,35
Nº de vertederos triangulares(por canaleta)	64
Zona de entrada de agua floculada	
Dos ductos con sección variable	
Nº de orificios por ducto	92
Zona de lodos	
Volumen total (m³)	23
Tiempo entre cada purga de lodo(hrs)	12

Tabla 12.24. Características generales de cada unidad de sedimentación.

12.2.7 Filtros

El agua sedimentada de ambos sedimentadores del ala nueva ingresará a un mismo canal, del cual se distribuirá el agua sedimentada a una batería de 4 filtros. Cada filtro tendrá lecho doble, de arena y antracita. Funcionarán a tasa variable y a nivel variable, trabajarán como vasos comunicantes. La entrada a cada filtro será por la canaleta de lavado, garantizando de este modo un flujo uniforme en el llenado del filtro, con el objetivo de no perjudicar el manto filtrante.

Para el pre-diseño de los filtros se fijó el ancho de estos, de modo que coincida con el largo del canal que distribuye el agua sedimentada a los filtros. A su vez, el largo de este canal tiene la misma longitud que la suma de los anchos de los dos sedimentadores del ala nueva.

En la Tabla 12.25 se resumen los parámetros de los filtros.

Q (m³/h)	650
ancho (m)	2.2
largo (m)	5.5
n° filtros	4
TF (m/h)	13.4

Tabla 12.25. Cálculo y diseño de las dimensiones de los filtros. Nueva línea de tratamiento

Según la bibliografía, para filtros de manto doble, la tasa de filtración (TF) se debe encontrar en un rango de 10 a 20 m/h. A su vez, se debe verificar el valor de la tasa de filtración cuando se esté lavando un filtro, y solamente estén trabajando tres. Para esta situación la tasa de filtración queda TF = 18 m/h.

12.2.7.1 Pérdidas de carga en la filtración

Durante el proceso de filtración el agua va atravesando distintos materiales y en consecuencia se van generando pérdidas de carga que condicionan el flujo hidráulico, dado que todo el sistema opera por gravedad.

La antracita a colocar tiene las siguientes características:

- Tamaño efectivo D_{10} (mm) = 0,75
- Coeficiente de uniformidad C_u = 1,5
- Coeficiente de esfericidad C_e = 0,8
- Porosidad p_o = 0,52
- Densidad ρ_s = 1.600 kg/m³
- Espesor del manto = 0,40 m

La arena a colocar tiene las siguientes características:

- Tamaño efectivo D_{10} (mm) = 0,5
- Coeficiente de uniformidad C_u = 1,5
- Coeficiente de esfericidad C_e = 0,8
- Porosidad p_o = 0,42
- Densidad ρ_s = 2.600 kg/m³
- Espesor del manto = 0,30 m

La grava a colocar como manto soporte se proyecta en una sola camada con las siguientes características aproximadas:

- Tamaño efectivo D_{10} (mm) =0,5
- Coeficiente de uniformidad $C_u=1,5$
- Coeficiente de esfericidad $C_e=0,75$
- Porosidad $p_o= 0,45$
- Espesor del manto =0,10m

12.2.7.2 Pérdida de carga en medio granular fijo uniforme sin estratificar

Para poder establecer la pérdida de carga a través del manto filtrante se cuenta con expresiones matemáticas que refieren al caso de mantos “nuevos”.

La ecuación de Ergun (1952) establece que la pérdida de carga a través del manto (limpio) es:

$$\frac{\Delta h}{L} = 150 \frac{\nu}{g} \frac{(1 - \varepsilon_0)^2}{\varepsilon_0^3} V \left(\frac{1}{\psi D} \right) + 1,75 \frac{(1 - \varepsilon_0)}{\varepsilon_0^3} \frac{V^2}{g \psi D}$$

(Expresión de Ergun para pérdidas de carga a través de manto filtrante)

Donde,

- Δh : pérdida de carga en el medio limpio según Ergun (m.c.a)
- L : espesor del manto filtrante (m)
- ν : viscosidad cinemática del agua (m^2/s)
- g : aceleración gravitatoria (m/s^2)
- ε_0 : porosidad inicial del manto
- V : velocidad de aproximación, igual a la tasa de filtración (m/s)
- Ψ : coeficiente de esfericidad de los granos
- D : diámetro de los granos (m)

La pérdida de carga a través de los distintos materiales se muestra en la Tabla 12.26:

	ANTRACITA	ARENA	GRAVA
Tamaño efectivo - D10(mm)	0,75	0,5	3
Coeficiente de uniformidad - Cu	1,5	1,5	1,5
Coeficiente de esfericidad - ψ	0,80	0,8	0,75
Porosidad - ϵ_0	0,52	0,42	0,45
Densidad - ρ (kg/m³)	1600	2600	2600
Espesor del manto (m)	0,4	0,3	0,1
D90 (mm)	1,48	0,98	5,90
Deq (mm)	1,11	0,74	4,45
$\Delta h/L$ (m/m)	0,15	0,90	0,024
Δh (cm)	5,9	27	0,24

Tabla 12.26. Características de los distintos materiales del manto filtrante propuesto.

El fondo Leopold® introduce una pérdida de carga que depende del diseño escogido para la salida del agua filtrada, la geometría del filtro y el caudal superficial. (En anexo, capítulo 19.5.1 se presenta el catalogo del falso fondo propuesto)

Se cuenta entonces con los siguientes datos:

*Length of lateral – Longitud total del canal	5,20m	17,8ft
*Waterflow – Caudal	13,4 m ³ / m ² /h	5gpm/sf

Tabla 12.27. Pérdida de carga producida por el falso fondo Leopold

A partir del gráfico de la Figura 12.9 se tiene una pérdida de carga aproximada de 4'', lo que corresponde a **10,2cm**.

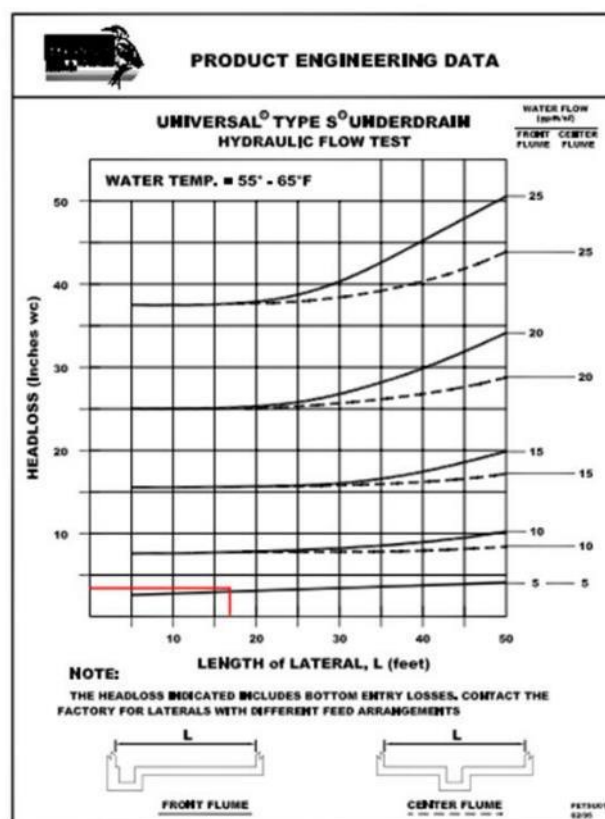


Figura 12.9. Pérdida de carga producida por el falso fondo Leopold

12.2.7.3 Conducción del agua filtrada

Una vez filtrada el agua se debe recoger y conducir hacia el depósito de contacto o hacia el pozo de bombeo, desde el cual se bombea el agua filtrada hacia los filtros de carbón activado (GAC). Para esto es necesario diseñar el sistema de recolección del agua proveniente a través del fondo Leopold[®] y las conducciones.

La salida del agua de cada filtro se materializa a través de una tubería de fundición dúctil de 250mm de diámetro. Cada tubería se conecta a una tubería principal, la misma es de 250mm hasta que se une el segundo filtro, en donde la tubería principal se aumenta a un diámetro de 500mm.¹

Con estos diámetros y los caudales calculados al final del periodo de previsión los cuales circulan en esta línea de tratamiento (650 m³/h) se obtienen las siguientes velocidades:

¹ Los datos de materiales de conducción (tuberías y piezas disponibles) en fundición dúctil fueron suministrados por la empresa Saint-Gobain. <http://www.saint-gobain-canalizacao.com.br/>

Tubería		Caudal	v (m/s)
DN	DI (mm)		
250	274	Q/4	0,77
		Q/2	1,53
500	532	3Q/4	0,61
		Q	0,81

Tabla 12.28. Velocidades generadas en tuberías utilizadas

Como fue mencionado, el agua filtrada puede tener dos caminos posibles, según las necesidades del agua en cuanto a su calidad. En el caso de utilizar los filtros de carbón activado el agua recorrerá el siguiente camino: la tubería de salida de cada filtro es de DN250 las cuales descargan en una tubería principal (DN500) donde se recolecta el agua de los cuatro filtros de manera paralela a la pared longitudinal de la unidad, próxima al suelo (cota 133,08m), al salir del área de galería de filtros dicha tubería se dirige hacia el pozo de bombeo. Previo al pozo de bombeo se encuentran un juego de válvulas las cuales brindan la capacidad de bypasear a dicho pozo de bombeo, redireccionando el agua filtrada de ambas líneas de tratamiento. Al pozo le llegan dos tuberías, la tubería mencionada anteriormente de agua filtrada de la nueva línea de tratamiento y la tubería de agua filtrada de la línea actual de tratamiento, por lo tanto a dicho pozo estará ingresando al final del periodo de previsión, 1300 m³/h.

El segundo camino posible que podría realizar el agua filtrada sería el siguiente: previo al pozo de bombeo por intermedio de un juego de válvulas, será posible desviar el agua filtrada, tanto de la nueva línea de tratamiento como de la línea actual. Las mismas se juntan por intermedio de una Te dirigiéndose directamente al depósito de agua filtrada (depósito de contacto con el desinfectante). La tubería por la cual se conduce el caudal de agua filtrada total también es de DN500, en la cual al final del periodo de previsión se tendrán velocidades cercanas a 1m/s, siendo estas admisibles para este tipo de tuberías.

El total de estas conducciones introduce una pérdida de carga que se obtuvo considerando, para pérdidas de cargas longitudinales a partir de la expresión de Hazen-Williams:

$$j(m/m) = 10.643 \left(\frac{Q_{total}}{c} \right)^{1.85} \frac{1}{D^{4.87}}$$

Donde:

- Q_{total} : caudal total por tubería (m³/s)
- c: constante que depende del material (en este caso para fundición dúctil = 140)
- D: diámetro interior de la tubería (m)

Para pérdidas de carga localizadas se utiliza la expresión

$$H(m) = k \frac{v_2^2}{2g}$$

Donde,

- K: coeficiente que depende de la pieza considerada.

Considerándose el camino hidráulicamente más largo (desde el filtro ubicado más aguas arriba del sistema) para el caso en el que el agua filtrada se dirija hacia el pozo de bombeo, se tiene que la pérdida de carga a través de las conducciones es de 32 cm. Los resultados intermedios se presentan en la Tabla 12.29.

Q (m³/s)	CAÑERÍAS AGUA FILTRADA PRIMER CAMINO		
0,0451	Q/4	Nº	Δh (m)
	Entrada abrupta	1	0.0149
	Válvula de cierre	1	0.0060
	Codo 90º	1	0.022
	Long (m)	2	0.00809
	Expansión	2	0.028
0,0903	Q/2		
	Te de pasaje directo	1	0.036
	Long (m)	2,5	0.0182
0,1354	3Q/4		
	Te de pasaje directo	1	0.0057
	Long (m)	2,5	0.0015
0,1806	Q		
	Codo 90º	1	0.025
	Long (m)	7	0.008
	Válvula de cierre	1	0.0067
	Te de pasaje directo	2	0.0202
	Salida abrupta	1	0.0337
	Δh total (m)		0.32

Tabla 12.29 Pérdida de carga en conducción de agua filtrada hacia el pozo de bombeo

Considerándose el camino hidráulicamente más largo (desde el filtro ubicado más aguas arriba del sistema) para el caso en el que el agua filtrada se dirija directamente hacia el depósito de agua filtrada, junto con el agua proveniente de la línea actual de tratamiento, se tiene que la pérdida de carga a través de las conducciones es de 62,4 cm. Los resultados intermedios se presentan en la Tabla 12.30.

Q (m ³ /s)	CAÑERÍAS AGUA FILTRADA SEGUNDO CAMINO		
0,0451	Q/4	Nº	Δh (m)
	Entrada abrupta	1	0.0149
	Válvula de cierre	1	0.0060
	Codo 90º	1	0.022
	Te de pasaje directo	1	0.0000
	Long (m)	2	0.00016
	Expansión	2	0.028
0,0903	Q/2		
	Te de pasaje directo	1	0.036
	Long (m)	2,5	0.0182
0,1354	3Q/4		
	Te de pasaje directo	1	0.0057
	Long (m)	2,5	0.0015
0,1806	Q		
	Te de salida lateral	3	0.182
	Long(m) (Con Q=650 m ³ /h)	10	0.0104
	Long(m) (con Q=1300m ³ /h)	35	0.1310
	Codo 90º	1	0.025
	Salida abrupta	1	0.0337
	Δh total (m)	0,624	

Tabla 12.30. Pérdida de carga en conducción de agua filtrada hacia el depósito de contacto

La entrada al depósito de contacto se materializa con una tubería que ingresa y se profundiza hasta 90 centímetros por encima del fondo. Luego la descarga se proyecta con un vertedero de manera de tener un controlador hidráulico del nivel de pelo de agua en los filtros.

12.2.7.4 Funcionamiento de los filtros de tasa variable

Una de las ventajas principales de estos tipos de filtros es que se obtiene una calidad de agua filtrada superior a la que se podría obtener con filtros de tasa constante. La misma es mejor en el sistema diseñado debido a la disminución de la tasa de filtración a medida que el manto se va colmatando de manera de no sobrecargar el filtro.

A continuación se muestran los niveles obtenidos (referidos al cero oficial), se presentan niveles de pelo de agua y los niveles más importantes de los materiales y estructuras involucrados en el proceso:

- Nivel de pelo de agua en el sedimentador: 136,59m
- Nivel de pelo de agua en la canaleta de recolección de agua sedimentada: 136,49m
- Nivel de la base de la canaleta de recolección de agua sedimentada: 136,29m
- Nivel de parte superior canaleta de recolección de agua de lavado de filtros: 135,48m
- Nivel exterior de base de canaleta de recolección de agua de lavado de filtros: 134,98m
- Nivel parte superior antracita: 134,58m
- Nivel parte superior arena: 134,18m

- Nivel parte superior grava: 133,88m
- Nivel parte superior fondos Leopold: 133,78m
- Fondo del filtro: 133,08m
- Nivel cresta vertedero en depósito de contacto: 133,55m
- Nivel de pelo de agua previo a descarga vertedero: 133,80m

De esta manera se tiene una carga hidráulica disponible de 1,68m (definida como la altura geométrica entre el fondo de la canaleta de recolección de agua sedimentada (135,48m) y el nivel de pelo de agua en el vertedero de descarga de agua filtrada (133,8m), valor que se encuentra dentro de las recomendaciones².

12.2.7.5 Niveles mínimos y nivel máximo dentro del filtro

Se tendrán dos niveles mínimos posibles, ya que el agua filtrada puede conducirse por dos caminos (directamente hacia el depósito de agua filtrada o hacia el pozo de bombeo hacia filtros GAC). En el caso de que no sea necesario la utilización de los filtros de carbón activado, el agua filtrada se dirigirá directamente hacia el depósito de agua filtrada, por lo tanto el nivel mínimo dentro de los filtros estará dado por la altura del pelo de agua en el vertedero del depósito más las pérdidas de carga a vencer.

Por esto si se consideran todas las pérdidas de carga inducidas, calculadas anteriormente se tiene:

PÉRDIDAS DE CARGA	(cm)
Manto antracita	5,9
Manto arena	27
Manto soporte - Grava	0,24
Falso Fondo	10,2
Conducciones	62,4
TOTAL	105,6

Tabla 12.31. Pérdida de carga a través de los componentes del filtro hasta el tanque de agua filtrada

PÉRDIDAS DE CARGA	(cm)
Manto antracita	5,9
Manto arena	27
Manto soporte - Grava	0,24
Falso Fondo	10,2
Conducciones	31,8
TOTAL	75,1

Tabla 12.32. Pérdida de carga a través de los componentes del filtro hasta cámara de bombeo a filtros GAC

Esto indica que si el nivel de agua en el vertedero es 133,8m y el desnivel necesario para vencer las pérdidas de carga debe de ser de 105,6 cm, el **nivel mínimo** de agua en el filtro será: **134,87m**, o sea 0,28m por encima del manto filtrante; para el caso en que el agua se conduzca directamente al tanque de agua filtrada.

²Publicación “Métodos e técnicas de tratamiento de agua” – Luiz Di Bernardo, Angela Di Bernardo Dantas. 2ª edición. Para filtración con tasa variable declinante recomienda un rango de 1 a 2m.

Recordando que el nivel del pelo de agua en el canal de agua sedimentada es de 136.48 y que la pérdida de carga que a través de la compuerta de ingreso a los filtros es de 0,02m, se puede establecer que el **nivel máximo** dentro del filtro podrá ser de **136,28m** y por lo tanto la variación del pelo de agua en la batería de filtros podrá ser de **1,48m**.

La altura de los filtros va a quedar definida por el nivel mínimo de agua, el nivel máximo, la capa de antracita, la capa de arena, la capa de grava y el falso fondo para la recolección de agua filtrada.

Por otro lado, cuando sea necesario la utilización de los filtros GAC, el **nivel mínimo** en los filtros convencionales cambiará. El mismo no dependerá del nivel de agua en el vertedero del tanque de agua filtrada, sino que dependerá del nivel de agua en la cámara de bombeo hacia los filtros GAC. El nivel de agua con el que trabajará esta cámara será igual a 134m, por lo tanto con un cálculo similar al caso anterior, se establece el nivel mínimo en los filtros convencionales, el cual será **134,75m** es decir **17 cm** sobre el nivel del manto filtrante. En este modo de trabajo la variación del pelo de agua en la batería de filtros podrá ser de **1,53m**.

12.2.7.6 Determinación del caudal de lavado

El lavado se efectúa invirtiendo el sentido del flujo, con un flujo ascendente, con un caudal igual a la velocidad ascensional de lavado utilizada, multiplicado por la sección horizontal del filtro.

La velocidad de lavado se fijó, según recomendaciones de la bibliografía, en $v = 0.9 \text{ m/min}$. A partir de esa velocidad y el área del filtro se determinó el caudal de lavado:

$$Q_{\text{lavado}}(\text{m}^3/\text{s}) = \frac{v(\text{m/min}) * A(\text{m}^2)}{60} = \frac{0,9 \text{ m/min} * 2,2\text{m} * 5,5\text{m}}{60} = 0,18 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{lavado}} = 0,18 \text{ m}^3/\text{s}$$

12.2.7.7 Expansión del manto filtrante

Se buscó, según recomendaciones de la bibliografía, tener una expansión del manto filtrante comprendida entre 30% y 50%. Para determinar la expansión del manto en el lavado, se procedió a realizar el método de Dharmarajah-Cleasby. El método consiste en variar la porosidad del manto expandido hasta que se cumpla la siguiente igualdad.

$$\log \left[K \frac{(\epsilon d_e)^3}{(1-\epsilon)^2} \right] = 0.565 - 1.5(\log \psi)^2 + 1.093 \log N_R + 0.18(\log N_R)^2 - 0.00392(\log N_R)^4$$

Siendo los parámetros

$$K = \frac{\rho(\rho_s - \rho)g\psi^3}{216\mu^2} \quad N_R = \frac{\rho\psi v d_e}{6\mu(1-\epsilon)}$$

Donde,

- v: velocidad ascensional (m/s)
- ψ : coeficiente de esfericidad
- d_e : diámetro equivalente (m)
- ϵ : porosidad del lecho expandido
- ρ : densidad del agua
- ρ_s : densidad de la partícula

- μ : viscosidad dinámica (kg/m.s)

La expansión del manto se halla mediante la expresión: $E = \frac{\varepsilon_e - \varepsilon_0}{1 - \varepsilon_e}$

Donde,

- ε_0 : porosidad del manto filtrante sin expansión
- ε_e : porosidad del manto fluidificado

Se obtiene una expansión total del medio filtrante del 34%. En la Tabla 12.33 se presentan los resultados intermedios y en la Tabla 12.34 las alturas de los mantos en funcionamiento y expandidos a contracorriente, con el porcentaje de expansión.

	ANTRACITA	ARENA
ψ (adimensionado)	0,80	0,80
D_{10} (m)	0,00075	0,0005
D_{90} (m)	0,0017	0,0012
d_e (m)	0,0011	0,00076
ρ (kg/m ³)	999,1	999,1
ρ partícula (kg/m ³)	1600	2600
μ (N.s/m ²)	0,001021	0,001021
g (m ² /s)	9,8	9,8
v (m/min)	0,9	0,9
ε final	0,62	0,57
ε_0	0,52	0,42
E	30,3%	39,8%

Tabla 12.33. Expansiones en mantos filtrantes durante el lavado a contracorriente

	Antracita	Arena	H_{MANTO} filtrante (m)
H (m)	0,40	0,30	0,70
Hexp (m)	0,51	0,40	0,91
Expansión del manto en conjunto			34%

Tabla 12.34. Expansión total en lavado a contracorriente.

12.2.7.8 Consumo de agua durante el lavado

Suponiendo una carrera de 24hs (se lava cada filtro una vez al día) serían 40min de lavados de filtros diarios, lo que implica un volumen diario total:

$$V_{lavado.diario} = Q_{lavado} * t_{lavado} * N^{\circ} \text{ filtros} = 0,18 \text{ m}^3/\text{s} * 10 \text{ min} * 60 * 4$$

$$V_{lavado.diario} = 432 \text{ m}^3$$

Este volumen de lavado para esta línea de tratamiento corresponde a un 2,6% del volumen total tratado por esta línea diariamente. Este porcentaje se obtiene de considerar la carrera de filtración en 24hs, la velocidad del agua de lavado y el tiempo de lavado de la siguiente forma:

$$\%agua = 100 \frac{v_L t_L}{TF t_F}$$

Donde:

- v_L , velocidad de lavado (m/min)
- t_L , tiempo de lavado (min)
- TF , tasa de filtración (m/h)
- t_F , carrera de filtración (hs)

Entonces se obtiene:

$$\%agua = 100 \frac{v_L t_L}{TF t_F} = 100 \frac{0,9 \text{ m/min} * 10 \text{ min}}{\frac{650 \text{ m}^3/\text{h}}{4 * 11 \text{ m}^2} 24 \text{ hs}} = 2,6\%$$

Como se presenta en el capítulo 12.3 “Segunda Etapa. Modificaciones en la planta actual” el volumen diario para el lavado de los filtros de la línea actual de tratamiento luego de las modificaciones planteadas, será aproximadamente igual a 820 m³/d. Por lo tanto, para el año del final del periodo de previsión se estará utilizando un total de 1250 m³/d para el lavado de filtros. El total del volumen utilizado para el lavado de filtros al final del periodo de previsión representa un 4% del total del volumen tratado al final de dicho periodo.

12.2.7.9 Recolección y transporte de agua para lavado

La recolección del agua de lavado del filtro se materializa a través de canaletas de recolección. Las mismas tendrán un ancho interno de 0,50m y altura interior de 0,50m. Dichas canaletas descargarán en un canal de recolección de agua de lavado, el cual se conecta con una tubería que conduce hacia la cámara de recepción de desagües (ver capítulo 14 “Desagües”). Las canaletas de recolección fueron ubicadas a 0,4m del manto filtrante. Se tuvo en cuenta la máxima expansión del manto la cual es de 0,24m (34%), dejando una distancia de seguridad para garantizar la no pérdida de material (0,16m).

Para el diseño de estas canaletas de recolección se considera un 20% adicional de caudal como factor de seguridad para que las mismas no se ahoguen. Con este diseño de canaletas, considerando la ley de descarga libre se puede determinar el funcionamiento de la misma.

$$Q(\text{m}^3/\text{s}) = 1,38 * b * h o^{1,5}$$

Donde,

- Q: caudal circulante
- b: ancho del canal (m)
- ho: tirante máximo dentro del canal (m)

Q_{lavado} (m³/s)	0,18*1,2
Nº canaletas	1
b (m)	0,50
ho (m)	0,46

Dentro de cada canaleta de cada unidad quedará una revancha de 4cm (diseñando con un 20% adicional de caudal de lavado).

Si se analiza el funcionamiento con el caudal proyectado de lavado se tiene que la revancha que garantizará que no se ahogue la canaleta de recolección será de 9cm.

Q_{lavado} (m³/s)	0,18
Nº canaletas	1
b (m)	0,50
ho (m)	0,41

12.2.7.10 Sistema de abastecimiento de agua para lavado de filtros

La planta contará con dos líneas de abastecimiento de agua para lavado de filtros. La primera línea será exclusiva para la batería de filtros de la nueva línea de tratamiento, en tanto la segunda línea de agua para lavado de filtros será exclusiva para la batería de filtros actuales (modificados). Se instalarán en la sala de bombas elevadoras de agua potable, dos bombas las cuales toman el agua para lavado de filtros directamente del tanque de agua filtrada (o depósito de contacto).

12.2.7.11 Diseño de bombas para lavado de filtros de la nueva línea de tratamiento

Como ya se explicó anteriormente, el agua para el lavado de los filtros se realizará mediante una bomba, la cual se ubicará en la sala de bombas elevadoras. Para determinar el punto de funcionamiento de la bomba se debe conocer el caudal de lavado, así como la carga que debe vencer la bomba.

El caudal de la bomba será igual al caudal de lavado. Este se determinó multiplicando la velocidad de lavado por el área de un filtro.

$$Q_B = v_L \times A_F = 0.9 \text{ m/mín} \times 11.5 \text{ m}^2 = 650 \text{ m}^3/h$$

En cuanto a la carga que deberá vencer la bomba, la misma deberá ser capaz de vencer el desnivel geométrico entre el pelo de agua en el depósito de agua filtrada y el nivel del agua sobre de la canaleta de recolección de agua de lavado, así como también las pérdidas de carga producidas durante la conducción del agua de lavado. Estas últimas corresponden a las pérdidas en la tubería (se realizaron los cálculos para el filtro más alejado de la bomba), el falso fondo, el manto soporte y el manto filtrante. Si bien las pérdidas de carga en el manto ya se calcularon anteriormente, para el caso del lavado del filtro las pérdidas varían al estarse expandiendo el manto.

Desnivel geométrico

La diferencia geométrica (H_g) será la diferencia entre el nivel en el tanque de agua filtrada y la altura sobre la canaleta de recolección de agua de lavado. La cota del nivel del pelo de agua en el tanque de agua filtrada es 133.2 m. Este nivel se da en el tanque de agua filtrada, previo al vertedero rectangular próximo a la entrada al tanque.

En cuanto al nivel en la canaleta de recolección de agua de lavado en el filtro, se considera como altura geométrica máxima la altura sobre la cresta de la pared de la canaleta, la cual trabaja como vertedero rectangular. La base de la canaleta se encuentra a una cota de 134.98 m, siendo la altura de la canaleta 0.5 m. Para determinar la altura del agua sobre la pared de la canaleta se utiliza la ecuación:

$$Q = 1,38 * b * h_o^{1,5}$$

En donde b es el ancho del vertedero, en este caso el largo de la canaleta (5.5 m), y h_o es la altura sobre la pared de la canaleta.

Q(m³/s)	0,18
b (m)	5.5
ho (m)	0,08

Tabla 12.35. Descarga sobre la canaleta de recolección de agua de lavado

Por lo tanto la cota del nivel de agua sobre la canaleta es 135.56 m. Entonces el desnivel geométrico resulta $H_g = 135.56 \text{ m} - 133.2 \text{ m} = 2.3 \text{ m}$.

Pérdidas de carga en conducciones

El agua de lavado será conducida por una tubería de fundición dúctil DN 300. La velocidad del agua en la tubería será de 2.1 m/s. Di Bernardo recomienda para las tuberías de conducción del agua de lavado que una velocidad entre 2,0 y 4,0 m/s. En la Tabla 12.36 se detallan las piezas, con sus correspondientes pérdidas de carga localizadas.

Las pérdidas localizadas se obtienen a partir de la expresión:

$$\Delta H_{loc} = \frac{KQ^2}{2gA^2}$$

En donde k es un coeficiente definido para cada pieza según el diámetro. La pérdida distribuida se calcula a partir de la expresión de Hazen-Williams (unidades en el Sistema Internacional):

$$\Delta H_{dist} = L \times 10,64 \times \left(\frac{Q}{C}\right)^{1,85} \frac{1}{D^{4,87}}$$

En donde C depende del material de la tubería (140 para fundición dúctil) y D es el diámetro interno. Dado que el largo de la tubería es 55 m la pérdida de carga distribuida resulta $\Delta H_{loc} = 0.53 \text{ m}$

	Cantidad	Pérdida de carga (m)	Total (m)
Entrada abrupta	1	0.233	2.10
Codo 90º	5	0.872	
Te de pasaje directo	3	0.209	
Salida abrupta	1	0.233	
Válvula de cierre	1	0.047	
Válvula de retención	1	0.465	
Válvula de compuerta, completamente abierta	1	0.047	

Tabla 12.36. Pérdidas de carga localizadas en la tubería de lavado

Por lo tanto la pérdida de carga total en la tubería es **2.63 m**.

Falso Fondo

La pérdida de carga introducida por el falso fondo se obtiene de la curva presentada por el fabricante.

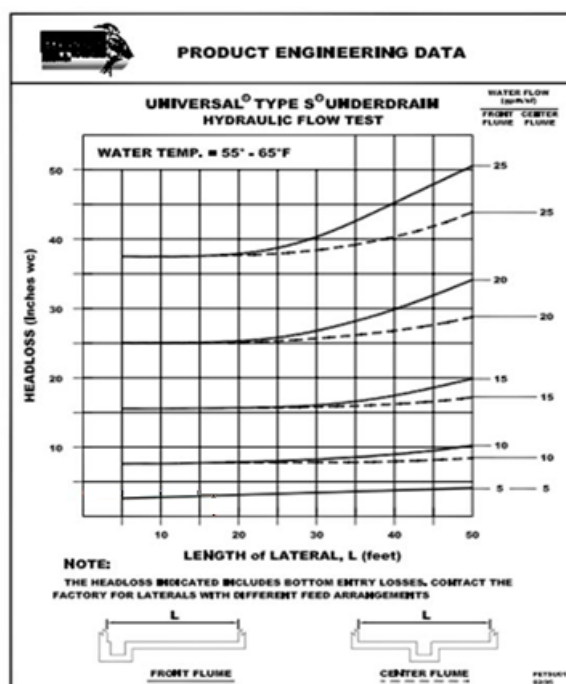


Figura 12.10. Pérdida de carga a través de falso fondo durante el lavado a contracorriente

Se tiene:

*Length of lateral	5.5 m	18.0 ft
*Waterflow	54 m/h	18.4 gpm/sf

Tabla 12.37. Pérdida de carga a través de falso fondo durante el lavado a contracorriente

De la Tabla 12.37 se obtiene que la pérdida de carga es 23 pulgadas, es decir 0.58 m.

Manto soporte

Para la determinación de la pérdida de carga a través del manto soporte (grava) se utiliza la siguiente ecuación recomendada por Arboleda Valencia:

$$\Delta H_{MS} = \frac{v_L \left(\frac{m}{min} \right) L_{MS}}{3} = \frac{0.9 \times 0.2}{3} = 0.03 \text{ m}$$

Manto filtrante expandido (arena + antracita)

Se obtiene la pérdida de carga en el manto filtrante expandido a partir de la ecuación de *Pérdida de Carga a través del manto fluidificado*:

$$\Delta h = L \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) (1 - \epsilon_o)$$

Donde,

- L: Espesor inicial del lecho (m)
- ρ : Densidad del agua (kg/m³)
- ρ_s : Densidad de la partícula (kg/m³)
- ϵ_o : Porosidad inicial
- Δh : pérdida de carga a través del lecho expandido

A partir de las características del manto presentadas al inicio del capítulo se tiene que:

- Pérdida de carga a través del manto de arena fluidificado: 0.28 m
- Pérdida de carga a través del manto de antracita fluidificado: 0.12 m

Finalmente, sumando todas las pérdidas de carga consideradas se obtiene una pérdida de carga total de $\Delta H_{tot} = 5.9 \text{ m}$.

12.2.7.12 Selección de la bomba de elevación

La bomba que se elija deberá elevar un caudal de $Q=650 \text{ m}^3/\text{h}$ y vencer una carga de 5.9 m. Se seleccionó una bomba Omega 350-360 A GB P F marca KSB (en *anexo capítulo 19.5.2* se presentan las características de la bomba seleccionada). La bomba trabajará en un sistema 1+1, con una bomba en stand-by.

Cálculo del NPSH_d

Para evitar que la bomba cavite se debe verificar que para el punto de funcionamiento de la bomba: $NPSH_{DISP} > NPSH_{REQ}$. El NPSH *requerido* máximo suministrado por el fabricante es de 3.05 m.

El NPSH disponible a la entrada de la bomba debe ser calculado como:

$$NPSH_{DISP} = H_A - z_A + \frac{P_{atm}}{\gamma} - \frac{P_{vapor}}{\gamma}$$

Con:

- H_A : carga total a la entrada de la bomba
- z_A : cota de la bomba
- P_{atm} : presión atmosférica en el lugar de instalación de la bomba
- P_{vapor} : tensión de vapor del fluido a la temperatura de operación

A nivel del mar $P_{atm} = 1 \text{ atm} = 101.325 \text{ Pa} = 10,33 \text{ m}$ (metros de columna de agua).

A 20°C $P_{vapor} = 2339 \text{ Pa} = 0,24 \text{ m}$.

Por lo tanto a nivel del mar y 20 °C:

$$NPSH_{DISP} = H_A - z_A + \frac{P_{atm}}{\gamma} - \frac{P_{vapor}}{\gamma} = H_A - z_A + 10,1m$$

Considerando un desnivel entre el nivel en el tanque de agua filtrada y la bomba (z_A) de 0.5 m, y que la pérdida de carga a la entrada de la bomba resulta 0.5 m (considerando un largo de tubería de succión de 9.3 m y la pérdida localizada por un codo y la salida del tanque); el NPSH disponible resulta:

$$NPSH_{DISP} = 9.1 \text{ m}$$

Por lo tanto la bomba no cavitará.

12.2.8 Diseño de cámara de bombeo a filtros GAC

Como ya fue mencionado los filtros GAC se ubicarán donde actualmente se encuentra la batería de filtros interiores. La ubicación de los mismos no permite que se conduzca por gravedad el agua de los filtros convencionales de la nueva planta y los filtros modificados de la línea actual. Debido a esto se previó un sistema de bombeo que permita elevar el caudal proveniente de ambas líneas de tratamiento.

En particular se previó un pozo de bombeo ubicado en una zona cercana a ambas baterías de filtros (*ver plano 9 “Filtros GAC”*) con las siguientes dimensiones:

Ancho (m)	5
Largo (m)	5
Altura útil (m)	5
Altura total (m)	6
Volumen (m³)	125
Tiempo de retención (min)	6

Tabla 12.38. Características de la cámara de bombeo

Debido a que se previó la capacidad de bypasear la cámara y que la filtración con carbón activado se utilizará en momentos específicos en los que el tratamiento lo requiera, se decidió diseñar el sistema con solo una bomba sumergible (teniendo otra de repuesto en el depósito de la planta). Se seleccionó la bomba CP 3356 marca Flygt (características de bomba seleccionada en Anexo, capítulo 19.5.3). La misma deberá elevar un caudal de 1300 m³/h al final del periodo de previsión y una carga de 2,5 m (2m de altura geométrica y 0,5m de pérdida localizada y distribuida). El cálculo se detalla a continuación.

La cota del terreno en la zona donde se dispondrá la cámara es de 133 m. Se previó enterrar la cámara 2 m, de forma que la cota inferior sea 129 m. Por lo tanto, teniendo en cuenta la altura útil descrita en la Tabla 12.38, la cota del pelo de agua en la cámara será 134 m.

El agua deberá ser elevada hasta el canal previo a los filtros. Este canal tiene un ancho de 0.5 m, una pendiente de 0.0013, de modo que considerando flujo uniforme se obtiene un tirante normal de 0.9 m (con un coeficiente de Manning para el hormigón de 0.015). La cota de fondo

de este canal es 134.6, por lo que la cota del pelo de agua considerada es de 135.5. Por lo tanto la altura geométrica que deberá vencer la bomba será la diferencia entre esta cota del pelo de agua en el canal (135.5) y la cota del pelo de agua en la cámara (134 m), es decir 1.5 m.

El agua será conducida por una tubería de fundición dúctil de 500 mm de diámetro. Las pérdidas de carga, tanto distribuida como localizada, se resumen en la Tabla 12.39.

CAÑERÍAS AGUA FILTRADA SEGUNDO CAMINO

	Nº	Δh (m)
Válvula de cierre	1	0.0269
Codo 90º	6	0.606
Longitud (m)	20	0.075
Válvula de retención	1	0.269
Δh total (m)		0,99

Tabla 12.39. Pérdidas de carga en cañerías de agua filtrada

Por lo tanto la carga total a vencer por la bomba es de 2.5 m.

La capacidad de los pozos de bombeo debe ser establecida de manera de asegurar regularidad en el funcionamiento de la bomba. Es por esto que se recomienda dejar como mínimo 1.5D de distancia del eje de la bomba de las paredes del pozo, siendo D el diámetro (expresado en metros) de la bomba en la succión.

La Figura 12.11 muestra que la ubicación de la bomba cumple con las recomendaciones mencionadas.

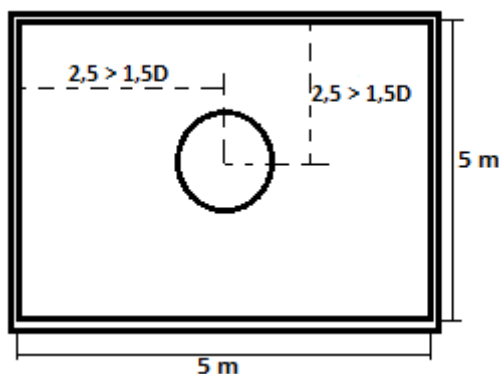


Figura 12.11. Dimensiones mínimas en el pozo de bombeo

De esta manera se tiene:

$$1.50 \times D = 1.50 \times 0.96m = 1.44 m$$

Se observa que las características del pozo diseñado permiten operar sin inconvenientes con la bomba propuesta.

12.2.9 Tanque de agua filtrada-Desinfección

La Planta Potabilizadora cuenta con dos tanques de almacenamiento de agua filtrada de 470 m³ cada uno, comunicados entre sí, por lo que la Planta tiene una capacidad de almacenamiento de 940 m³. En dichos tanques se realiza la desinfección con la dosificación de agua superclorada, la cual se prepara en un compartimiento previo y es enviada hacia dichos depósitos. Como se

detalló en el capítulo de descripción de las unidades de la Planta, la misma cuenta con un tanque elevado sobre el edificio, el cual tiene una capacidad de 120 m³. El agua almacenada en el tanque superior es utilizada para el lavado de los filtros.

En esta propuesta de ampliación, se propone sacar de servicio tanto el tanque elevado como los dos tanques inferiores, y construir un tanque nuevo. Al tratar el doble de caudal que en la actualidad, será necesario aumentar el volumen de reserva de agua filtrada y además, el nuevo tanque, deberá proveer de agua para el lavado de la nueva batería de filtros como para la actual (modificada).

Los tanques inferiores no poseen actualmente ningún dispositivo baffle que permita tener tiempos de contacto mayores entre el desinfectante y el agua filtrada. En el capítulo de evaluación se determinó que el tiempo de contacto medio es aproximadamente 26 minutos, estando por debajo de lo recomendado (30 minutos). La decisión de realizar un nuevo tanque de almacenamiento de agua filtrada se tomó en base a que al ser tanques con muchos años de trabajo y a pesar de que se le realizan mantenimientos aislados, es factible que presenten fisuras por las cuales ocurran filtraciones desde el exterior que comprometan la calidad del agua a elevar.

12.2.9.1 Diseño del nuevo tanque

El nuevo tanque propuesto cumplirá las funciones de almacenamiento de agua filtrada proveniente de las dos líneas de tratamiento y la de brindarle el mayor tiempo de contacto posible entre desinfectante y el agua filtrada. Además sirve para suministrar agua para lavar los filtros.

El desinfectante cumple la función de inactivar los agentes patógenos capaces de causar enfermedades de transmisión hídrica, por lo que obteniendo un mayor tiempo de contacto con el agua filtrada dicha inactivación será más eficiente. Dado que el agua potable que se produce en la planta luego permanece en la red de distribución cierto tiempo hasta llegar al usuario es necesario que permanezca cierta concentración de cloro residual que garantice la calidad del agua. Es por esta razón que se escoge un tratamiento químico antes que uno físico. Dado que las instalaciones actualmente utilizan cloro gas en tanques de 68 kg, se seguirá bajo la misma tendencia de uso pero se recomendará la sustitución de dichos cilindros por el uso de “tons” de 900 kg, para evitar el cambio de cilindros de 68kg en periodos cortos de tiempo.

Las recomendaciones de la EPA en Surface Water Treatment Rule (SWTR): “Aplicable a los sistemas de potabilización de aguas superficiales (1989): virus y giardia” establecen una inactivación de:

4-log para Virus (99,99%)

3-log para Giardia (99,9%)

Ha de tenerse en cuenta que durante la filtración se da cierto porcentaje de remoción de microorganismos, por lo que al momento de diseñar el proceso de desinfección ya se cuenta con una intervención sobre el agua en este aspecto. Más específicamente la SWTR le da un crédito en remoción de 99,68% (2,5 – log) de Giardia.

Resulta de lo anterior que mediante el proceso de desinfección se deberá inactivar:

4-log para Virus (99,99%)
0,5-log para Giardia (68,37%)

Como fuera mencionado anteriormente, en el depósito de agua filtrada se llevará a cabo la etapa de desinfección. Para inactivar a los microorganismos en esta unidad se necesitará someterlos a una concentración de desinfectante residual C durante un tiempo T. Se utilizará el parámetro C*T para evaluar este proceso. Cuanto mayor sea el tiempo de contacto entre los organismos y el desinfectante, mayor será la posibilidad de interacción y, por lo tanto, mayor será el número de organismos inactivados.

Definiendo a su vez el tiempo en que el 90% del agua que ingresa al depósito está todavía retenido en él, como tiempo de contacto (T₁₀), se tendrá la relación:

$$C \cdot T \text{ (mg/L} \cdot \text{min)} = C \text{ residual libre (mg/L)} \cdot T_{10} \text{ (min)}$$

Como fue presentado en el capítulo de evaluación, el parámetro T₁₀/T se denominada “factor de baffle” y depende de la geometría interna del depósito. El nuevo diseño del tanque de almacenamiento será rectangular con chicanas internas. Sus dimensiones serán de largo 20 metros por 12 metros de ancho y 5,40 metros de profundidad, el mismo contará con 6 pasajes internos de 2 metros de ancho. En la Figura 12.12 se observa un esquema de dicho tanque, el cual presenta un “factor baffle” de 0,6.

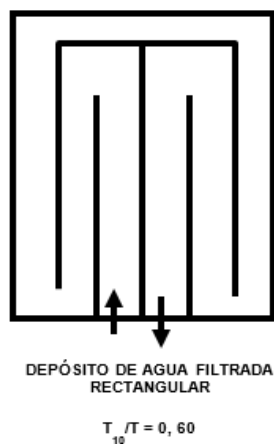


Figura 12.12. Esquema del nuevo tanque de almacenamiento proyectado.

Establecidos los parámetros principales para el diseño se obtiene:

Caudal (m³/h)	1300
Volumen depósito (m³)	1300
Tr* (min)	60
T₁₀/T	0,6
T₁₀ (min)	36
Dimensiones	
Largo (m)	20
Ancho(m)	12
Profundidad útil (m)	5,4
Ancho de pasajes (m)	2

Tabla 12.40. Cálculos y diseño del tanque de almacenamiento proyectado

*Tiempo de retención definido como V/Q.

T₁₀ se obtiene de: $T_{10} = \frac{V}{Q} \cdot T_{10}/T$

Se puede observar en la tabla anterior que el tiempo de contacto supera lo recomendado, en este caso será de 36 minutos.

Inactivación de virus

La EPA, 1999. “Disinfection Profiling and Benchmarking Guidance Manual” Establece el parámetro C*T según la temperatura y el pH del agua para distintos log de remoción.

Considerando una temperatura del agua bruta de 15°C y un pH el cual puede variar entre 7 y 8, para la eliminación de 4-Log de virus se necesita al menos un C*T igual 4 mg/L*min.

Se tiene entonces:

C X T	4
T10 (min)	36
C (mg/L)	0,11

Tabla 12.41. Determinación de la concentración de cloro libre para inactivar virus

De los resultados anteriores se desprende que el nivel de cloro residual en el punto de toma de agua para la elevación a los tanques de la ciudad debe de ser de **0,11mg/L**.

Inactivación de GiardiaCysts

Se cuenta con una recomendación a nivel internacional que establece el parámetro C*T para una eficiencia del 68,37%.

Smith et al. 1995. Para inactivación de Giardia plantea que para temperaturas mayores o iguales a 12,5°C la concentración de cloro residual libre se puede determinar como:

$$CT = (0,361 I) (-2,261 + e^{(2,69 - 0,065 * temp + 0,111 * C + 0,361 * pH)})$$

Donde:

- I= Log de inactivación
- C=Cloro residual libre (mg/L)
- T=Tiempo de contacto T₁₀ (minutos)

Considerando 0,5-Log como porcentaje de inactivación (recomendado por la EPA), una temperatura de 15°C y pH igual a 7,5 se obtiene:

Temperatura (°C)	15
Tiempo de contacto T₁₀ (min)	36,0
pH	7,5
I = Log de inactivación	0,5
C = Cloro residual libre (mg/l)	0,43

Tabla 12.42. Determinación de la concentración de cloro libre para inactivar Giardia

La concentración máxima de cloro libre residual en el agua, al finalizar el recorrido en el tanque ha de ser de **0,43 mg/L** para garantizar la inactivación de 0,5-log de GiardiaCysts.

La determinación de la dosis de cloro a la entrada del tanque a suministrar no se puede determinar sin realizar ensayos con las instalaciones ya en funcionamiento.

Según lo brindado por la oficina Técnica de OSE-Tacuarembó, la dosis media de cloro aplicada en el año 2014 fue de 3,4 g/m³, a partir de esta dosis se determinó la cantidad de Cloro gas que se deberá contar en la Planta para realizar la desinfección. Se debe aclarar que esto es una aproximación, ya que se está utilizando un dato promedio de la actualidad. Considerando dicha

dosis de cloro se determinó la cantidad de cloro a utilizar al final del periodo de previsión y así saber con cuantos “tones” de 900 Kg se deben de contar en Planta.

dosis de cloro (mg/l)	3,4
dosis de cloro(kg/m3)	0,0034
caudal (m3/h)	1300
caudal (m3/día)	31200
cantidad de cloro (kg/día)	106,1

Tabla 12.43. Estimación de la cantidad de cloro gas utilizado por día al final del periodo de previsión

La Tabla 12.43 muestra que serán necesarios 106 Kg de cloro gas por día, dado que cada “ton” contiene 900 Kg aproximadamente, cada uno de ellos durara 8 días. Se recomienda tener en la sala de dosificación de cloro gas dos “tones” más de reserva, por cualquier eventualidad. En el capítulo 13 “Casa química” se presentan los cálculos en detalle de esta etapa, lo que se presenta en la Tabla 12.43 es lo que se produciría en las condiciones actuales de funcionamiento.

12.3 Segunda Etapa. Modificaciones en la planta actual

A continuación se detalla la segunda etapa de modificaciones. En esta etapa se diseñó las modificaciones a realizar a la línea actual de tratamiento. Se pretendió aumentar la eficiencia de la Planta actual, para que sea capaz de tratar un caudal de $650 \text{ m}^3/\text{h}$ (la mitad del caudal al final del período de previsión) realizando el mínimo de cambios estructurales.

12.3.1 Floculación

Se verificaron los diferentes parámetros que determinan el funcionamiento de un floculador hidráulico vertical para la etapa actual de floculación.

Como ya se mencionó previamente, la etapa de floculación se lleva a cabo mediante unidades de floculación hidráulica vertical con chicanas. Se cuenta con diez canales. Los primeros cuatro canales cuentan con cuatro compartimentos, mientras que los siguientes cinco canales cuentan con tres compartimentos. Finalmente el último canal cuenta con cuatro compartimentos. Este último canal descarga a otro compartimento que pasará al canal que distribuye el agua a los sedimentadores.

Todos los compartimentos tienen iguales dimensiones, las mismas son $B=1.00 \text{ m}$, $L= 1.10 \text{ m}$ y $H=4 \text{ m}$.

Para el caudal $Q = 650 \text{ m}^3/\text{h}$ se verificaron los parámetros que indican si existe un correcto funcionamiento de dicha unidad. En primer lugar se calculó el volumen total del floculador, y el tiempo de retención:

$$V = (L \times B \times H) \times 36 = 164,7 \text{ m}^3$$

$$T = \frac{V}{Q} = \frac{164,7}{650} = 15,2 \text{ min}$$

A continuación se halló la velocidad en el canal y en los pasajes inferiores, para posteriormente hallar la pérdida de carga total.

La velocidad en los canales es:

$$v_1 = \frac{Q}{A_c} = \frac{650}{0.5 \times 1.04} = 0.35 \text{ m/s}$$

En donde A_c es el área en cada canal que se forma entre chicanas.

La velocidad en los pasajes es:

$$v_2 = \frac{Q}{A_p} = \frac{650}{0.75 \times 1.04} = 0.23 \text{ m/s}$$

En donde A_p es el área en los pasajes inferiores.

La pérdida de carga distribuida en los pasajes se desprecia para este tipo de floculador, por lo tanto la pérdida de carga total en el floculador es según Di Bernardo:

$$h_T = \frac{nv_1^2 + (n-1)v_2^2}{2g} = \frac{72 \times 0.35^2 + 71 \times 0.23^2}{2 \times 9.81} = 0.64 \text{ m}$$

En donde n es el número de canales que se forman entre las chicanas, en este caso es 72 y g es la aceleración gravitatoria (m/s^2).

Con el valor de la pérdida de carga se halla el valor del gradiente de velocidad (G).

$$G = \sqrt{\frac{h_T g}{vT}} = \sqrt{\frac{0.64 \times 9.81}{10^{-6} \times 15,2 \times 60}} = 75 \text{ s}^{-1}$$

Por último el número de Camp (NC) se determinó de la siguiente forma:

$$NC = G \times T = 75 \times 15,2 \times 60 = 68400$$

La Tabla 12.44 resume los parámetros de la evaluación del floculador en las condiciones actuales.

Largo (m)	1.10
Ancho (m)	1.04
Altura (m)	4.00
Separación entre chicanas (m)	0.50
Abertura pasaje inferior (m)	0.75
Velocidad canales (m/s)	0.35
Velocidad pasajes inf. (m/s)	0.23
hT (m)	0.64
G (s⁻¹)	75
T (min)	15,2
NC	68400

Tabla 12.44. Evaluación del floculador hidráulico actual para un caudal de 650 m³/h

Al final del período de previsión esta unidad deberá tratar un caudal de 650 m³/h. Según los resultados se puede afirmar que dicha unidad va a funcionar sin inconvenientes al final del periodo, indicando esto un sobredimensionamiento de esta unidad para el caudal a tratar actualmente. Como conclusión se puede decir que:

- En primer lugar se aprecia que el gradiente de velocidad (G) se encuentra dentro de los valores recomendados en la bibliografía. G debe estar entre $10s^{-1}$ y $80 s^{-1}$, siendo este valor igual a $75 s^{-1}$.
- En cuanto al tiempo de retención (T) se recomienda que esté entre 15 min y 45 min. En este caso el tiempo es 15,2 min por lo que se estaría cumpliendo con este parámetro. El

número de Camp (NC) también se encuentra dentro de los valores recomendados, debe estar entre 10.000 y 100.000, siendo este igual a 68400.

- A su vez, otra de las condiciones que se debe cumplir para un correcto funcionamiento de los floculadores, según Di Bernardo, es que la velocidad de los canales (v_1) esté comprendida entre 0,07 m/s y 3 m/s. Para la planta en estudio, la velocidad en los canales se encuentra en el rango recomendado ($v_1 = 0,35 \text{ m/s}$).
- Otra de las recomendaciones de la bibliografía es que la separación mínima entre chicanas sea de 0,6 m. En este caso la separación es 0,5 m por lo que se encuentra por debajo de la recomendación, sin embargo la distancia es próxima a la mínima requerida por lo que se espera que este no sea un factor determinante en el funcionamiento de esta unidad de la potabilización. Se debe aclarar también que se recomienda por bibliografía 60 cm para que en el caso de que se le haga una limpieza al floculador, el acceso al mismo sea fácil. En este caso no se tendría ningún tipo de inconveniente ya que las chicanas intermedias son de fácil desmontaje (tabiques de madera). Se recomienda que en el momento que esta unidad salga de servicio, se realice un cambio de chicanas ya que seguramente algunas de estas se encuentren en mal estado por el tiempo que llevan operando.
- También se recomienda que se cumpla la siguiente relación entre las velocidades en los pasajes inferiores y en los canales. La velocidad en los pasajes inferiores debe ser igual a dos tercios la velocidad en los canales, $v_2 = \frac{2}{3} v_1$. Esto se recomienda para evitar la rotura de los flóculos en los pasajes debido a un potencial aumento de la velocidad en los mismos. En este caso esta relación se cumple.

12.3.2 Sedimentadores

12.3.2.1 Modificaciones al sedimentador de flujo laminar

Como se mencionó en la introducción de este capítulo, al sedimentador de placas planas paralelas actual se le realizarán modificaciones necesarias para que pueda trabajar de forma más eficiente al final del periodo de previsión. Dado que la línea de tratamiento actual al final de dicho periodo tendrá la capacidad de tratar 650 m³/h, la idea es que ambos sedimentadores trabajen con la mitad de dicho caudal, o sea 325 m³/h cada unidad.

La Tabla 12.45 presenta los cálculos realizados con las modificaciones aplicada a dicho sedimentador:

Tasa de sedimentación (m³/m²/h)	4,8
Área superficial (m²)	68,4
Ancho de sedimentador (m)	5
Largo del sedimentador (m)	15
Largo que ocupan las placas (m)	14
Tiempo de retención (min)	42
Volumen del sedimentador (m³)	228
Altura del sedimentador (m)	3,3
Inclinación de las placas (°)	60
Inclinación de placas (rad)	1,05
Longitud de placas (m)	2,10
Separación de placas (m)	0,08
Separación de placas en horizontal (m)	0,092
Número de pasajes	150
Caudal por pasajes (m³/h)	2,17
Área de sección de pasaje (m²)	0,42
Velocidad longitudinal (m²/min)	0,1
Area de placas (m²)	288

Tabla 12.45. Cálculos realizados al sedimentador de flujo laminar actual con las modificaciones propuestas

Como se observa en la tabla anterior, se obtuvo un aumento de la tasa de sedimentación, por el aumento de caudal que recibirá esta unidad. Dicha tasa tomara un valor igual a 4,8 m³/m²/h, o sea 112 m/d, valor próximo a las recomendaciones bibliográficas que fijan para este tipo de unidad un valor entre 120 a 150 m/d (**según Richter**).

En cuanto al tiempo de retención en estas unidades, se recomiendan tiempos entre 15 minutos a 1,5 horas, en este caso se tendrá un tiempo de retención igual a 40 minutos.

Se aumentó el número de placas, 150 placas con 60° de inclinación, y además se redujo la separación entre ellas de 15 centímetros (configuración actual) a 8 centímetros. Con esta nueva configuración de placas se logró aumentar la velocidad longitudinal, llegando al valor mínimo recomendado de 0,1 m/min.

Para asegurar que el flujo sea laminar se debe verificar que el número de Reynolds sea menor a 500:

$$Re = \frac{2 v_0 d}{\nu} = 228$$

En donde d es la separación entre las placas y v_0 la velocidad longitudinal media.

A continuación se procedió a hallar la longitud útil de cada placa (L_u). Esta es la longitud en la cual el flujo en la placa es laminar, ya que existe una distancia x al inicio de cada placa en la cual el flujo no es laminar. Esta distancia x es igual a:

$$x = 0.013 Re d = 0.23 m$$

Con esa distancia x se halla la longitud útil de cada placa de la siguiente manera:

$$L_u = l_p - x = 2.1 - 0.23 = 1,87 \text{ m}$$

De la bibliografía se sabe que se debe cumplir que $L_u/d \geq 20$. En este caso dicha relación toma un valor igual a:

$$\frac{L_u}{d} = 23,3$$

Por último se verificará si se da la resuspensión de partículas. Para esto, según Richter debe cumplirse la siguiente relación:

$$v_0 \leq \left(\frac{Re}{8}\right)^{0.5} \times v_{sc}$$

En donde v_{sc} es la velocidad de sedimentación crítica. Para sedimentadores de flujo laminar no se cumple que esta velocidad sea igual a la tasa de sedimentación, como si ocurre para sedimentadores convencionales. En este caso la velocidad de sedimentación crítica cumple la siguiente igualdad:

$$v_{sc} = \frac{v_0}{\text{sen}\alpha + \frac{L_u}{d}\text{cos}\alpha} = 0.01 \text{ cm/s}$$

La condición de no resuspensión se aproxima a las recomendaciones bibliográficas.

$$v_0 = 0.14 \text{ cm/s} \leq 0.1 \text{ cm/s}$$

En cuanto a estas modificaciones se buscó no demoler ninguna de las paredes de la unidad para no ocasionar posibles daños a otras unidades, aumento de costos en obras, etc, y así aprovechar la unidad existente. No solo se logró aumentar la tasa de sedimentación sino que también se aumentó la velocidad longitudinal media, aproximándose a los valores recomendados por bibliografía, lo mismo se puede afirmar para la relación entre la velocidad de sedimentación crítica y la velocidad longitudinal mencionada anteriormente.

12.3.2.2 Modificaciones al sedimentador convencional

El sedimentador de flujo horizontal, el cual se encuentra operativo actualmente, presenta varios problemas los cuales fueron detallados en capítulos anteriores. Algunos de los problemas principales que presenta esta unidad son: alta deposición de flóculos en el compartimiento previo o compartimiento de aquietamiento de flujo, bajas velocidades en los orificios de salida de la pantalla difusora y una alta tasa de sedimentación.

Se propone que dicha unidad se adapte transformándolo en un sedimentador de placas planas paralelas, como la unidad de sedimentación que se encuentra al lado de esta. Dicha unidad presentará las mismas dimensiones que la unidad de flujo laminar actual y por lo tanto funcionará de la misma forma que lo hace la unidad actual de placas planas paralelas. La propuesta se basa en no realizar modificaciones estructurales significativas para así aprovechar la estructura existente y además no poner en compromiso a las demás unidades en cuanto a su estructura, todo esto conlleva a no ocasionar gastos excesivos ya que a la hora de realizar dichas modificaciones ya se habrá hecho una inversión importante en la línea nueva de tratamiento.

En el espacio que libera la unidad de sedimentación de flujo horizontal actual se previó la instalación de dos filtros, iguales a los dos filtros que se pretenden dejar en operación

aprovechando los existentes (con pequeñas modificaciones) en la actualidad a continuación del sedimentador de placas.

12.3.3 Filtros

Como fue presentado en el capítulo de descripción de la Planta Potabilizadora, la misma cuenta en la actualidad con dos líneas de filtración. La primer línea de filtración está comprendida por cuatro filtros que se encuentran a continuación del sedimentador de flujo laminar y la segunda línea de filtración, la cual es la más antigua, está compuesta por cuatro filtros que se encuentran en el interior de la Planta.

Para esta propuesta de modificación, la segunda línea de filtración se sacará de servicio ya que son unidades muy antiguas y no funcionan en óptimas condiciones. Este espacio quedará disponible para la instalación de una etapa de filtración con carbón activado granular que se detallará más adelante en este trabajo.

En cuanto a la primera línea de filtración se propuso una mejora de su funcionamiento y una rehabilitación de las dos unidades que en la actualidad no se encuentran en funcionamiento debido a problemas con su falso fondo. Se procederá a quitar la pared central existente que divide los cuatro filtros (Figura 12.13), formando así dos filtros en lugar de cuatro. A su vez, en el espacio que deja libre el sedimentador horizontal, se propuso la instalación de otros dos filtros, iguales a los que quedaran formados luego de quitar la pared central, estos irán a continuación del sedimentador de placas planas. Esta batería de filtros será independiente de la ya existente. Se tiene en total cuatro filtros, los cuales corresponden a dos baterías de dos filtros. El caudal que entra a esta línea de tratamiento se reparte equitativamente en las dos baterías.

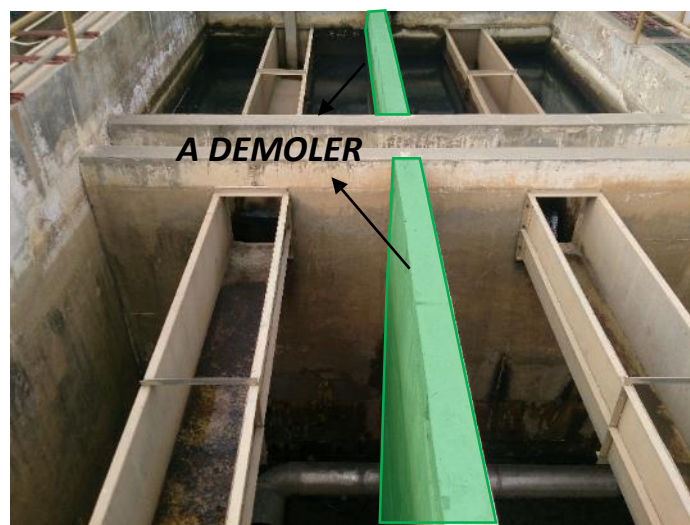


Figura 12.13. Modificación propuesta para la batería de filtros actual

La mejora en esta línea de filtración se basa en los siguientes puntos:

- Adaptación del canal de distribución de agua proveniente del sedimentador de flujo laminar. Dicho canal en la actualidad tiene la capacidad de distribuir el agua recolectada de la etapa de sedimentación y transportarla hacia las dos líneas de filtración, la modificación se basaría en que dicho canal transporte solamente esta agua hacia los dos filtros de esta línea de filtración.
- Los filtros fueron diseñados para que trabajen a una tasa de filtración constante, en esta propuesta de modificación los filtros trabajarán a una tasa de filtración variable, es decir

que a medida que se va colmatando uno de los filtros el agua se dirigirá hacia el filtro que posea menos colmatación y así sucesivamente. A continuación se determinó una tasa de filtración media que poseerán estos filtros con esta modalidad de trabajo, pues a medida que se avance en la carrera de filtración la suciedad de cada filtro establecerá la tasa de filtración de ese filtro en ese momento.

- En la actualidad los filtros son de lecho simple, los cuales poseen un manto de arena, seguido de un manto de grava, de los cuales se desconocen sus características. Se diseñó que los filtros pasen a ser de lecho mixto, es decir de antracita y de arena, seguidos de un manto soporte de grava hacia el fondo del filtro.
- Actualmente los filtros poseen falso fondo con múltiples con laterales perforados, los cuales serán remplazados por un falso fondo Leopold, al igual que la batería de filtros de la línea nueva de tratamiento.
- Se instalará una nueva línea de lavado de filtros, reemplazando la actual la cual se realiza a través del tanque elevado con ayuda de la carga que brinda la línea de elevación de agua hacia la ciudad. El agua destinada al lavado de los filtros se tomará de un compartimiento ubicado a la salida del tanque de agua filtrada. La bomba de dicho sistema de lavado se ubicará junto con la bomba de lavado para la nueva batería de filtros, en el recinto donde se encuentran las bombas elevadoras.

Para determinar la tasa media con que trabajará cada batería de filtros se realizó los siguientes cálculos:

$$TF = \frac{Q}{A} = \frac{325}{2 * 4,40 * 5,20} = 7,1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

En el caso que uno de los filtros salga de servicio para ser lavado, el filtro restante estará trabajando a una tasa media de filtración igual a:

$$TF = \frac{Q}{A} = \frac{325}{4,40 * 5,20} = 14,2 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Los valores de las tasas de filtración son acordes a los tipos de filtros propuestos, filtros de lecho mixto (antracita + arena).

12.3.3.1 Generalidades, sistema de filtración actual modificado.

Como fue mencionado anteriormente, se dejarán funcionando dos filtros con dimensiones: ancho 4,4m, largo 5,2m y profundidad 3,30m; y dos filtros a construir con las mismas dimensiones. Los mismos contarán con un manto doble filtrante al igual que los filtros de la nueva línea de tratamiento, además de un falso fondo Leopold (0,20m), un manto soporte de grava de 0,10m, un manto de arena de 0,3m y un manto de antracita 0,4m. Tanto como el falso fondo Leopold como los materiales granulares cumplirán las mismas características que para los utilizados en la nueva línea de tratamiento. Para estos filtros se asegurará una velocidad de lavado de 0,9m/min y se garantizará una expansión del manto igual al 34%, cumpliendo con las distintas recomendaciones bibliográficas. Con esta nueva configuración de falso fondo y doble

manto filtrante se colocaran de tal forma para aprovechar las dos canaletas que posee cada filtro, por lo que los 3,30m de profundidad son suficientes para esto.

A partir de la velocidad fijada y el área del filtro se puede determinar el caudal de lavado:

$$Q_{lavado}(m^3/s) = \frac{v(m/min) * A(m^2)}{60} = \frac{0,9 m/min * 4,4m * 5,2m}{60} = 0,34 m^3/s$$

$$Q_{lavado} = 0,34 m^3/s$$

Suponiendo una carrera de 24hs (se lava cada filtro una vez al día) serían 40min de lavados de filtros diarios, lo que implica un volumen diario total:

$$V_{lavado.diario} = Q_{lavado} * t_{lavado} * N^{\circ} filtros = 0,34 m^3/s * 10min * 60 * 4$$

$$V_{lavado.diario} = 820m^3$$

12.4 Tratamiento adicional

En los últimos años se ha intensificado en Uruguay la actividad agropecuaria, y el vertimiento de efluentes de estas actividades no ha sido debidamente controlado. Esto ha ido en desmedro de la calidad de los cursos de agua del país, donde los recientes episodios de sabor y olor en el agua son un ejemplo de este problema. Es en este sentido que el tratamiento del agua se encuentra en un proceso de revisión y actualización, con el objetivo de aplicar nuevas tecnologías que sean capaces de paliar la disminución en la calidad de los cursos de agua, y seguir entregando a la población un agua de excelente calidad y que cumpla con todas las normas requeridas.

Una alternativa para la mejora del proceso de potabilización es agregar al tratamiento convencional una etapa de pre-oxidación con ozono y una etapa posterior de filtración con carbón activado granular. La pre-oxidación ayuda a la inactivación de virus, remoción de algas, reducción de trihalometanos, remoción de hierro y manganeso, remoción de olor y sabor entre otros. El carbón activado tiene como objetivo adsorber compuestos orgánicos naturales, compuestos de olor y sabor, y químicos orgánicos sintéticos en el tratamiento de agua.

Estos dos procesos se complementan, aumentando el ozono la actividad biológica en los filtros de carbón activado. A su vez, los filtros de carbón activado tienen por objetivo la remoción por adsorción de subproductos que se generan al aplicar ozono.

Se propone como mejora para la Planta Potabilizadora de Tacuarembó la implantación de una etapa de pre-oxidación con ozono con una etapa posterior de filtros de carbón activado granular.

12.4.1 Pre-oxidación con ozono

12.4.1.1 Introducción

El ozono ha sido utilizado como desinfectante desde hace 100 años aproximadamente, con una primera implementación en la ciudad de Niza, Francia. Aunque su acción desinfectante ha sido demostrada desde el final del siglo XIX. Actualmente el ozono es utilizado con otras finalidades, además de la desinfección, como es la oxidación de materia orgánica e inorgánica, la remoción de turbidez y color y para aumentar el tiempo de vida de los filtros de carbono activado. Si bien el costo inicial es más elevado que el del cloro o sus derivados, ha resultado más eficaz.

El ozono como oxidante puede utilizarse en diferentes etapas del tratamiento. Puede aplicarse previo a la coagulación (pre-oxidación, ver Figura 12.14) o previo a la filtración (inter-oxidación ver Figura 12.15).

Algunas de las ventajas de utilizar el ozono como pretratamiento son la inactivación de virus, destrucción de bacterias y gérmenes patógenos. El agua es decolorada y se vuelve transparente. El ozono contribuye a la eliminación de olor y mejora el gusto. Algunos compuestos fenólicos son destruidos, así como los pesticidas que se encuentran en el agua. Metales pesados como hierro y manganeso son reducidos, mejorando el gusto del agua.

El ozono tiene efecto oxidante por su facilidad de captar electrones debido a la adición del átomo de oxígeno. La molécula completa de O_3 actúa sobre los átomos de los dobles enlaces (acción sobre proteínas, enzimas, etc), permitiéndole actuar sobre virus, sabores y olores y micro contaminantes.

Cuando el ozono se añade al agua, una cadena de reacciones resulta en la formación de radicales, tales como los radicales hidroxilo (OH). El radical hidroxilo es más fuerte que el propio ozono. La oxidación con ozono molecular ocurre lentamente en contraste con la oxidación con radicales hidroxilo, la cual ocurre muy rápidamente. Parámetros de calidad de agua, tales como el pH, tienen un impacto significativo en la ozonización. Diferentes dosis de ozono son requeridas para diferentes niveles de pH. Valores de pH elevados facilitan la descomposición del ozono debido a un incremento en la formación de radicales hidroxilo, mientras que valores de pH bajos (menos de 7) enlentecen la descomposición del ozono, resultando en concentraciones más altas de ozono molecular. La tasa de descomposición del ozono incrementa considerablemente (debido a la formación de OH) cuando el pH es mayor a 8.

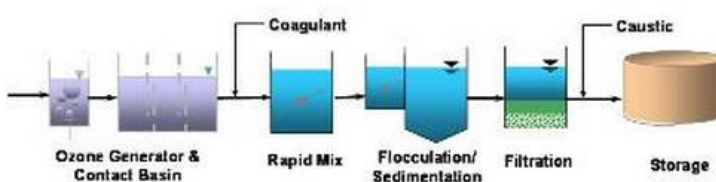


Figura 12.14. Ozono aplicado como pre-oxidante. Fuente: EPA.

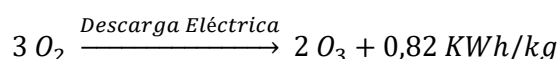


Figura 12.15. Ozono aplicado como inter-oxidante. Fuente: EPA

12.4.1.2 Generación de ozono

Dado que el ozono es inestable, se debe generar in-situ, cercano al punto de aplicación. El ozono puede ser producido a partir de oxígeno puro, o a partir del oxígeno contenido en el aire. La conversión del oxígeno a ozono requiere la ruptura de un enlace muy estable de la molécula de oxígeno. Esto se realiza mediante la aplicación de una descarga eléctrica al gas. Un alto voltaje es aplicado, dándose la colisión entre los electrones y las moléculas de oxígeno. Una fracción de esos electrones tiene suficiente energía cinética para disociar la molécula de oxígeno para formar ozono, mientras que los electrones remanentes liberan su energía en forma de calor.

El aire (u oxígeno) seco ingresa a una célula generadora en donde se da la descarga eléctrica producida por una fuente de alto voltaje, en donde ocurre la siguiente reacción:



La célula generadora forma parte de una instalación compleja, que se compone usualmente de las siguientes unidades:

- Equipamiento de producción de aire. Filtro, compresor, enfriador y columnas de secado;
- Unidad generadora de ozono. Célula y dispositivos de control del voltaje y de refrigeración con agua;
- Instrumentación de control;
- Cámara de contacto;
- Unidad de eliminación del exceso de ozono.

Las partes componentes del sistema de ozonización dependen fundamentalmente de las características del aire libre de impurezas (polvo, aceite, etc.). Como el aire contiene entre 5000 y 10000 mg/l de agua es necesario un dispositivo de secado para reducir la concentración de agua a valores inferiores a 25 mg/l.

Como el ozono es un gas tóxico, el exceso (no absorbido) en el final de la cámara de contacto debe ser eliminado. Esta eliminación del ozono puede llevarse a cabo mediante diversas formas, una de ellas es mediante calentamiento a una temperatura de entre 350 a 450 °C.

12.4.1.3 Transferencia de ozono

La transferencia del ozono se da en cámaras de contacto donde son utilizados dispositivos de dispersión de gas. Los dispositivos más comunes para la dispersión son: difusores porosos, inyector y mezcladores tipo turbina. Los difusores de burbujas son muy usados en Estados Unidos y en otros países. Esos dispositivos ofrecen las ventajas de no exigir energía adicional, proporcionar altas tasas de transferencia de ozono, flexibilidad de aplicación, simplicidad operacional y no tienen ninguna parte móvil. Son utilizados en columnas de 4 a 5 metros de

altura. El sentido del flujo del ozono y del agua, puede ser tanto a contracorriente, en donde el ozono y el agua fluyen en sentidos opuestos; como en el mismo sentido.

Puede variar también el número de cámaras en serie. En la mayoría de las instalaciones se usan dos o tres cámaras de contacto. La eficiencia de transferencia en las cámaras puede alcanzar porcentajes de 85% a 95%. Normalmente las cámaras son cubiertas para que el exceso de ozono no transferido al agua sea recolectado y posteriormente destruido. En la Figura 12.16 se muestra los esquemas de cámaras de contacto.

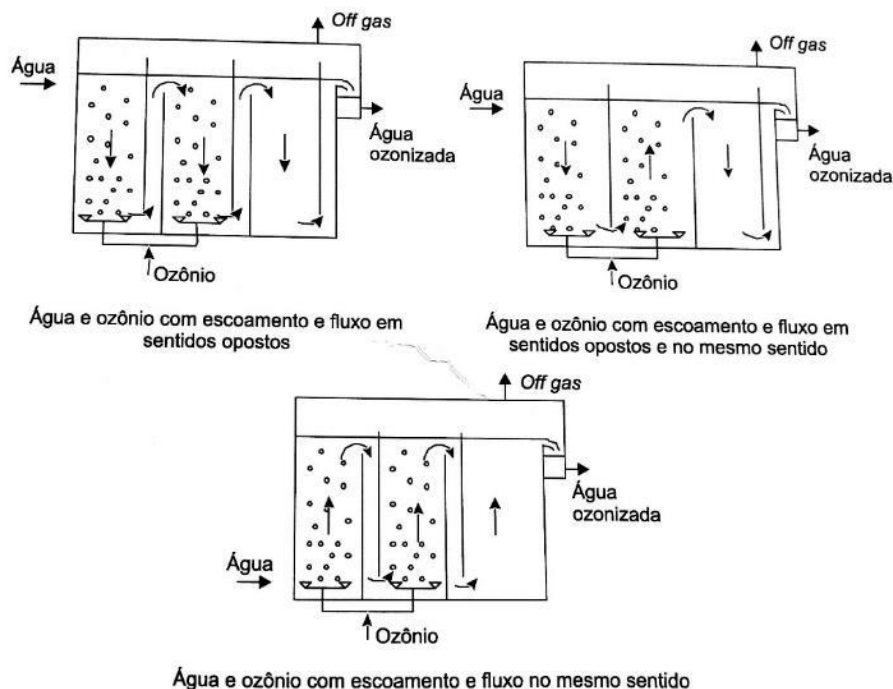


Figura 12.16. Cámaras de contacto. Fuente: Di Bernardo

Los difusores pueden ser contruidos en material cerámico o en acero inoxidable. Presentan las siguientes características: i) porosidad = 35% a 45%; ii) pérdida de carga máxima = 5 m.

Los inyectoros son más comúnmente usados en Europa, en Canadá y en los Estados Unidos. El ozono es inyectado en la sección contraída de un venturi, donde la presión relativa negativa succiona el ozono para el interior de la tubería, después el agua con ozono pasa a la cámara de contacto. En muchos casos una porción del caudal de agua es derivada, bombeada a un inyector tipo venturi, donde el ozono es succionado y retorna a la tubería principal antes de un mezclador estático para que el ozono adicionado sea mezclado, seguido posteriormente de la cámara de contacto. En la Figura 12.17 y Figura 12.18 son mostrados los esquemas de las dos configuraciones mencionadas.

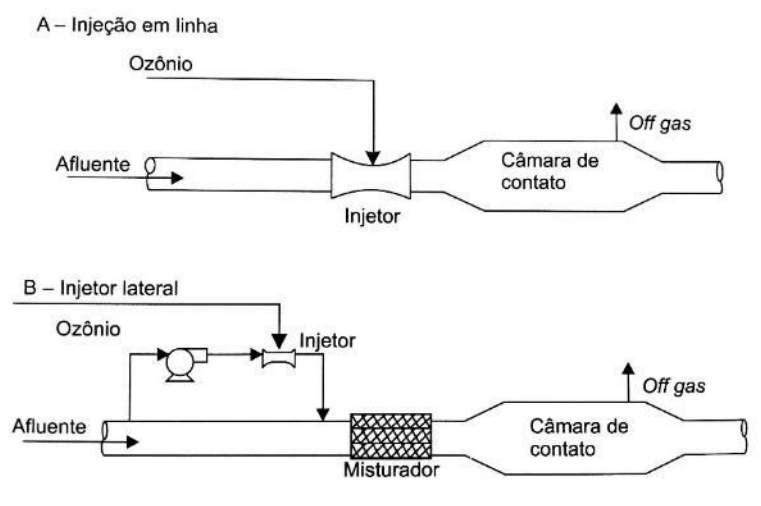


Figura 12.17. Inyección en línea y lateral. Fuente: Di Bernardo

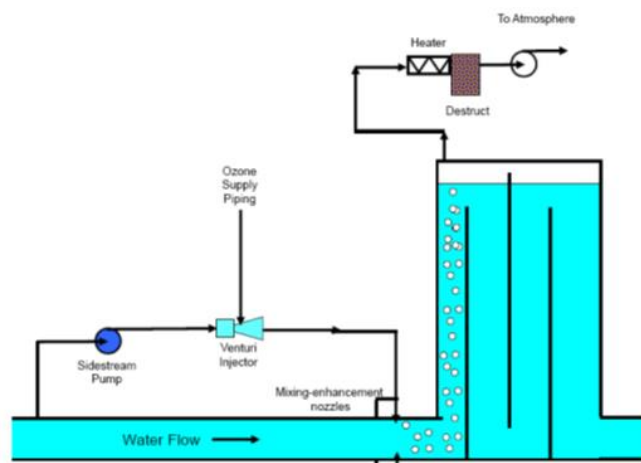


Figura 12.18. Inyector lateral

En comparación con los difusores, las principales ventajas de los inyectores para la transferencia de ozono al agua son: no presentan partes móviles en el inyector y en el mezclador estático; y menor profundidad de la cámara de contacto.

Otra posibilidad de transferir ozono al agua es utilizando mezcladores de tipo turbina. La eficiencia de transferencia de ozono al agua supera el 90%. Sin embargo, la energía requerida para alcanzar esa eficiencia es del orden de 5 a 7 kWh por kg de ozono transferido. La profundidad de la cámara de mezcla varía entre 2 a 5 m. las principales ventajas de este tipo de unidades de transferencia de ozono son: la profundidad requerida en la cámara de contacto es inferior a la adoptada para el caso de los difusores; y se elimina la preocupación por las obstrucciones de los difusores. Presenta las siguientes desventajas: necesita de energía eléctrica, y exige operación y mantenimiento apropiados para equipos de mezcla.

12.4.1.4 Destrucción del ozono

El ozono está clasificado como agente irritante y la OMS recomienda una concentración máxima de O_3 en el aire de 0.05 ppm, en exposiciones de 8 horas.

Es común que exista ozono residual (off gas) en las cámaras de contacto, debiendo impedir que escape a la atmósfera. Por lo general se utiliza un proceso térmico o catalítico térmico para destruir el ozono excedente. El ozono es fácilmente destruido a temperaturas elevadas ($> 350^\circ C$) o por medio del uso de un catalizador y temperatura superior a $100^\circ C$.

12.4.1.5 Diseño

Para la etapa de pre-oxidación con ozono de la Planta de Tacuarembó se diseñó un sistema de transferencia de ozono mediante un inyector lateral, en el cual una porción de agua es derivada de la tubería de ingreso a la planta, esa agua derivada es bombeada a un inyector tipo venturi para luego retornar a la tubería de entrada antes de un mezclador en donde el ozono será mezclado.

El agua ingresa luego a 3 cámaras de contacto. Se proyectó cada cámara con una altura de 5 m y un tiempo de contacto de 6 min. Cada cámara será cuadrada de lado 3 m. En la Tabla 12.46 se resumen los resultados.

Q (m³/h)	1300
h cámara (m)	5
T contacto (min)	6
Volumen total (m³)	130
n° cámaras	3
volumen cámara (m³)	43
área cámara (m²)	9
lado (m)	3

Tabla 12.46. Resultados del pre diseño de la pre-oxidación

La etapa de pre-oxidación será previa a la mezcla rápida, por lo tanto será común para las dos líneas de tratamiento.

12.4.2 Filtros de carbón activado

12.4.2.1 Introducción

El carbón activado es usado comúnmente para adsorber compuestos orgánicos naturales, compuestos de olor y sabor, y químicos orgánicos sintéticos en el tratamiento de agua. La adsorción se define como el proceso tanto físico como químico de acumulación de una sustancia en la interfaz entre la fase líquida y la sólida. El carbón activado es un adsorbente efectivo dado que provee una gran superficie de adsorción debido a su alta porosidad. Los dos tipos principales de carbón activado que se utilizan en el tratamiento de agua son carbón activado granulado (GAC) y carbón activado en polvo (PAC).

El GAC está hecho a partir de materiales orgánicos con altos contenidos carbónicos, tales como madera, lignito, y carbón. La principal característica que diferencia a GAC de PAC es el tamaño de las partículas. El GAC típicamente tiene un diámetro que varía entre 1,2 y 1,6 mm y una densidad aparente que varía entre 400 y 497 kg/m³, dependiendo del material utilizado y el proceso de elaboración. La densidad del manto es alrededor del 10% menos que la densidad aparente, y es la que se usa para determinar la cantidad de GAC requerida para llenar un determinado filtro. El coeficiente de uniformidad del GAC es alto, típicamente alrededor de 1,9, para promover estratificación después del retrolavado y minimizar la desorción prematura que puede resultar de la mezcla de partículas de carbón activado con compuestos adsorbidos con partículas de carbón activado con menores cantidades de compuestos absorbidos. Números de yodo y melaza son típicamente utilizados para caracterizar GAC. Estos números describen la cantidad de volúmenes de poros grandes y pequeños en una muestra de GAC. Un número de yodo mínimo de 500 es especificado para carbón activado por estándares de la AWWA (American Water Works Association).

Las dos opciones más comunes para el posicionamiento de una unidad de tratamiento por GAC en plantas de tratamiento de agua son: (1) adsorción post-filtración, donde la unidad GAC se coloca después del proceso de filtración convencional (ver Figura 12.19) y (2) filtración-adsorción, donde se reemplaza el material del filtro por GAC, en parte o en su totalidad (ver Figura 12.20).

En aplicaciones post-filtración, los filtros de GAC reciben el agua con la mejor calidad, por lo que su único objetivo es la remoción de compuestos orgánicos disueltos. El retrolavado de este equipamiento es generalmente innecesario, a no ser que ocurra un excesivo crecimiento biológico. Esta opción asegura la mayor flexibilidad para el manejo de GAC y para el diseño de condiciones que proveen tiempos de contacto más altos que para el método de filtración-adsorción.

El método de filtración-adsorción utiliza GAC para remover turbiedad y sólidos, y para estabilización biológica, además de para la remoción de compuestos orgánicos disueltos. Filtros de arena existentes pueden ser frecuentemente alterados para la filtración-adsorción, simplemente reemplazando el material granulado por GAC. La alteración de filtros existentes puede significar una reducción importante del costo capital, dado que no se requiere la adquisición de cajas de filtros adicionales, drenajes y sistemas de retrolavado para la instalación. Sin embargo, equipos de filtración-adsorción tienen tiempos de operación más cortos y deben ser retrolavados con mayor frecuencia que equipos de adsorción pos-filtración. Los equipos de filtración-adsorción deben ser retrolavados con tanta frecuencia como los filtros convencionales. Adicionalmente, equipos de filtración-adsorción pueden generar mayores pérdidas de GAC debido a la alta frecuencia del retrolavado y pueden ser más costosos al ser menos efectivos.

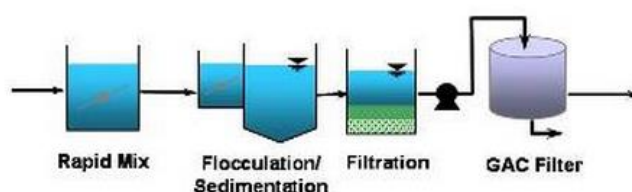


Figura 12.19. Adsorción post-filtración. Fuente: EPA

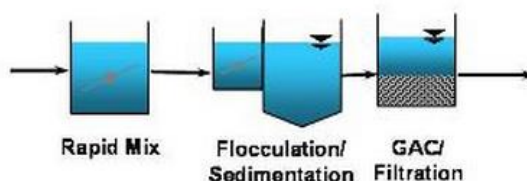


Figura 12.20. Filtración-Adsorción. Fuente: EPA

Para el diseño de los filtros de carbón activado granular en la Planta Potabilizadora de Tacuarembó, se utilizó la modalidad de adsorción post-filtración. Como en el diseño de la planta se previó una etapa de pre-oxidación con ozono, se diseñó los filtros de carbón activado como filtros de carbón biológicamente activados (BAC, Biological Activated Carbon).

12.4.3 Carbón activado biológicamente

12.4.3.1 Introducción

EL carbón activado granular (GAC) se ha utilizado ampliamente para la eliminación de compuestos orgánicos disueltos del agua potable. A principios de los años setenta, se descubrió que las bacterias que proliferan en filtros GAC pueden ser responsables de una fracción de la eliminación neta de los compuestos orgánicos en el filtro. Seguido a esto, se tomó conciencia de que la pre-ozonización mejoraba significativamente la actividad biológica en el GAC. La combinación de la ozonización y GAC se conoce comúnmente como el proceso biológico de carbono activado (BAC), o biológicamente proceso mejorado de carbón activado.

En Europa este tipo de tratamiento es utilizado en varias plantas de tratamiento. En Estados Unidos han sido reacios a utilizar microorganismos para el tratamiento de agua potable. Sin embargo, se espera que el tratamiento biológico sea más común durante la próxima década. Las fuerzas impulsoras detrás de este cambio serán el aumento del uso de ozono en respuesta a los subproductos de la desinfección y la creciente preocupación por el re-crecimiento biológico en el sistema de distribución.

12.4.3.2 Beneficios de la actividad biológica

La eliminación biológica de compuestos orgánicos disueltos dentro de filtros GAC ofrece muchos beneficios para la calidad del agua. Por ejemplo, la actividad biológica remueve una fracción importante del carbono orgánico disuelto (DOC). Inicialmente, la mayor parte de la remoción ocurre por adsorción física (1er etapa), mientras las bacterias están en la fase de aclimatación. Durante este período, el rango de remoción de DOC va de 40 a 90 %. Una fracción del 10 al 20 % es no adsorbible en los GAC.

Durante la segunda etapa, los procesos de adsorción y degradación biológica ocurren en paralelo. Las bacterias están ahora aclimatadas, y la remoción por adsorción baja gradualmente debido a la saturación de sitios de adsorción. La tercera etapa es llamada período estacionario. La oxidación biológica es el proceso predominante responsable por la remoción de DOC, donde la mayor parte de la capacidad de adsorción está agotada. Bajo condiciones estacionarias, la eficiencia de remoción de DOC va de 15 a 40 %. Si la eficiencia obtenida bajo condiciones estacionarias cumple con los objetivos del tratamiento, la vida útil del GAC puede ser incrementada significativamente.

Compuestos naturales que forman el DOC de aguas superficiales son precursores de subproductos de desinfección (DBPs) tales como trihalometanos (THMs) y ácidos haloacéticos (HAAs). Sin embargo, se han reportado mayores eficiencias para remoción de precursores de halógenos orgánicos totales (TOX), THM y HAA que para DOC, mostrando la selectividad del tratamiento biológico para estos compuestos de reacción con el cloro. Bajo condiciones estacionarias, las eficiencias de remoción de precursores de THM y HAA van de 20 a 70 %. Las eficiencias de remoción son mayores en las etapas iniciales del proceso, donde se remueve del 75 al 90 % de los precursores por medio de la adsorción física.

La oxidación biológica dentro de filtros GAC también puede ser eficiente para remover compuestos inorgánicos tales como el amoníaco. El amoníaco es un químico tóxico que promueve el crecimiento biológico y reacciona con cloro. La remoción combinada de DOC y amoníaco conlleva a una significativa reducción de las demandas de cloro del agua tratada. Una demanda de cloro reducida implica una reducción en la cantidad de DBPs así como una mejora en las cualidades estéticas del agua.

La pre-ozonización provee muchos beneficios para el proceso de tratamiento de agua (por ejemplo, excelente desinfección sin la formación de THMs o HAAs, microfloculación, remoción del color, remoción de hierro y manganeso, reducción de olor y sabor, actividad biológica

mejorada, etc.). Sin embargo, subproductos de la ozonización son generalmente biodegradables y pueden llevar a la biodegradación del sistema de distribución. La remoción de estos compuestos biodegradables dentro de filtros BAC lleva al control de la degradación biológica y a mayor estabilidad en los residuales de cloro. Bajo condiciones estacionarias, eficiencias de remoción de carbono orgánico asimilable (AOC) y carbono orgánico biodegradable (BDOC) están en un rango de 50 a 100 %. Además, el proceso puede llevar a la completa remoción de subproductos de ozonización que pueden ser perjudiciales para la salud y que pueden ser el foco de regulaciones futuras. Estos incluyen algunos aldehídos de cadena corta.

Los GAC biológicamente activos pueden ser efectivos para la eliminación de químicos orgánicos sintéticos tales como benceno, tolueno, y pesticidas como atrazina, que pueden ser perjudiciales para la salud. El proceso también puede reducir las concentraciones de compuestos que causan olor y sabor tales como aldehídos de cadena corta (frutal), aminos y aldehídos alifáticos (pescado), y fenoles y fenoles clorados (antiséptico/medicinal).

Finalmente, la actividad biológica puede mejorar la capacidad de adsorción del GAC para compuestos lentamente biodegradables o no biodegradables eliminando sustancias que podrían competir por sitios de adsorción. Esto es a veces llamado efecto de bioregeneración.

12.4.3.3 Diseño

Para el diseño se utilizaron parámetros recomendados por la EPA y la Water Research Foundation. Los parámetros utilizados en el diseño fueron la tasa de filtración, la altura del manto, y el tiempo de contacto en el manto. Se diseñaron cuatro filtros rectangulares de forma que el largo total de los filtros coincida con el largo total de la filtración convencional. A su vez, se consideró para cada filtro un falso fondo de 0.5 m. En la Tabla 12.47 se resumen los parámetros del diseño.

Q (m³/h)	1300
n° filtros	4
Q filtro (m³/h)	325
Tasa (m/h)	20
Área filtro (m²)	16
ancho (m)	3.6
largo (m)	4.5
altura de manto (m)	1.2
V de manto (m³)	21
Tiempo de contacto (min)	4.0

Tabla 12.47. Parámetros de diseño de filtros GAC

Tanto el manto de carbón activado, como el manto soporte de grava tendrán las características que se especifican en la Tabla 12.48.

	GAC	GRAVA
Tamaño efectivo - D10(mm)	0,8	3
Coefficiente de uniformidad - Cu	1,9	1,5
Coefficiente de esfericidad - ψ	0,8	0,75
Porosidad - ϵ_0	0,6	0,45
Densidad - ρ (kg/m ³)	800	2600
Espesor del manto (m)	1,2	0,1
D90 (mm)	2,34	5,90
Deq (mm)	1,57	4,45
$\Delta h/L$ (m/m)	0,055	0,039
Δh (cm)	6,6	0,40

Tabla 12.48. Características del manto filtrante a utilizar

Las pérdidas de carga en los mantos, al igual que para los filtros convencionales, fueron calculadas mediante la expresión para pérdida de carga en medio granular fijo uniforme sin estratificar.

Para el falso fondo, al igual que para los filtros convencionales, se previó un fondo Leopold® de 0.2 m de altura, ubicado a 0,5 m del fondo del filtro. La pérdida de carga que introduce este fondo, calculada de la misma forma que para el filtro convencional es de 15,2 cm.

Niveles de operación

El nivel del pelo de agua en el canal previo a la entrada a los filtros GAC es 135.5m. La pérdida de carga a través de la compuerta de ingreso es de 0,003m (prácticamente despreciable). Se puede establecer que el **nivel máximo** dentro del filtro será de **135,49 m**.

El nivel mínimo de operación se debe calcular como el nivel del tanque de agua filtrada previo al vertedero (133,8 m), más las pérdidas de carga introducidas por el falso fondo, el manto GAC, el manto soporte, y las conducciones.

PÉRDIDAS DE CARGA	(cm)
Manto GAC	6,6
Manto soporte - Grava	0,40
Falso Fondo	15,2
Conducciones	94,4
TOTAL	117

Tabla 12.49. Pérdidas de carga en filtros GAC.

Por lo tanto el nivel mínimo de operación será de 134,79 m (133,8 + 1,17 m). Este nivel estará 1,2 m por encima del manto GAC. La cota del nivel superior de este manto es 133,8 m, siendo la cota de fondo del filtro 132m, y la altura total del manto más el falso fondo 1,8m.

12.4.3.4 Entrada del agua a los filtros GAC

El agua proveniente de los filtros convencionales será recolectada por una tubería de 500 mm diámetro, de fundición dúctil, la cual conducirá el agua hacia una cámara. En esta cámara se dispondrá una bomba sumergible, la cual elevará el agua hacia los filtros GAC (*ver capítulo 12.2.8 “Diseño de cámara de bombeo a filtros GAC”*) por intermedio de otra tubería de 500 mm diámetro, del mismo material. De esta forma el agua tendrá la carga necesaria para que funcionen los filtros, ya que la tubería que recoge el agua del filtrado convencional se encuentra a una cota inferior a la de los filtros GAC.

La tubería que recoge el agua del filtrado convencional tendrá la capacidad de bypassar la cámara donde se encuentra la bomba. Mediante válvulas y una Te, el agua que sale de los filtros convencionales podrá acceder directamente al tanque de agua filtrada.

12.4.3.5 Salida del agua de los filtros GAC

El agua de cada uno de los cuatro filtros será recogida por una tubería, la cual conducirá al agua filtrada hacia el tanque de agua filtrada. De cada filtro saldrá una tubería de fundición dúctil de 400 mm de diámetro, la cual se unirá a una tubería de 500 mm de diámetro, la cual conducirá el agua filtrada hacia el tanque.

13 CASA QUÍMICA

La casa química o edificio de operaciones es el ambiente de la planta en el cual se concentran todas las instalaciones para el manejo de las sustancias químicas. Comprende las instalaciones de almacenamiento y dosificación. Este capítulo trata sobre los criterios y procedimientos para la ampliación de las instalaciones de dosificación de los productos químicos existentes.

Además, se presentarán resultados de ensayos de jarras realizados el presente año en el laboratorio de la Planta Potabilizadora de Tacuarembó y de ensayos realizados en el Laboratorio del Departamento de Ingeniería Ambiental (IMFIA-UDELAR). Los mismos permitieron determinar la dosis óptima de coagulante a utilizar en diferentes situaciones y así diseñar el sistema de dosificación de dicho producto. Se entiende que los resultados obtenidos son una aproximación de lo que realmente será el consumo de coagulante al final del periodo de previsión, sin embargo al contar con ensayos de diferentes épocas del año, y al haber estimado que la calidad del agua bruta no tendrá variaciones significativas, se tendrá una idea de la dosis a utilizar, dependiendo de los parámetros físico-químicos que presente el agua bruta en ese momento. Basándose en los resultados obtenidos en tales ensayos se dimensionó el equipo de dosificación de coagulante (sulfato de aluminio).

13.1 Almacenamiento de productos químicos

Las sustancias que se emplean en el tratamiento del agua pueden estar en polvo, o en solución. Al proyectar los depósitos, se tiene en cuenta la forma en que se van a utilizar estas sustancias, de modo que las instalaciones ofrezcan todas las facilidades para la conservación y manejo del producto. De esta manera se continuará utilizando el espacio de la casa química existente destinado para almacenar y dosificar el polielectrolito y el sulfato de aluminio ya diluido. El sulfato de aluminio líquido se continuará almacenando en el depósito existente fuera de la planta, tomando las precauciones ambientales necesarias ante eventuales derrames (muro de contención, etc). El sitio donde hoy en día se ubica el almacenamiento y dispositivos de preparación y dosificación del carbón activado y la ceniza de soda pasará a estar destinado solamente al tratamiento de ceniza de soda.

En el Anexo, *capítulo 19.6.1* se detallan recomendaciones a seguir tanto para el almacenamiento como para la identificación y etiquetado de cada producto de manera de prevenir accidentes (Fuente: Gerencia de Recursos Humanos, OSE).

13.1.1 Productos secos

Criterios de diseño

Para determinar las dimensiones de las nuevas instalaciones que contengan la ceniza de soda, será necesario tener en cuenta los siguientes criterios, relacionados con la capacidad, ubicación y características del depósito, que varían de acuerdo con las dimensiones de la planta de tratamiento.

a) Ubicación

Ubicar el depósito lo más cerca posible de la sala de dosificación, para ahorrar tiempo y esfuerzo en el traslado de las sustancias químicas. Idealmente, los depósitos y la sala de dosificación deben ocupar un mismo ambiente. Los depósitos siempre deberán ubicarse en el primer piso de la casa química para no encarecer la estructura del edificio. Dado que la superficie con que se cuenta en la casa química es suficiente, en este caso, no será necesario modificar la estructura del edificio.

La capacidad del depósito debe ser suficiente para abastecer la planta por lo menos durante un mes. En el caso de que los productos se expendan en la misma ciudad o zonas cercanas en la que se encuentra la planta, podrá considerarse una capacidad mínima para 15 días.

b) Consideraciones para el dimensionamiento

- Cuando el producto es importado, al determinar el tiempo de almacenamiento, deberá tenerse en cuenta el tiempo total que toma el trámite de compra. En la mayoría de los casos, esto puede demandar varios meses.
- Cuando se almacenan sustancias secas embolsadas deberá disponérselas apiladas y sobre tarimas de madera para aislarlas de la humedad del piso y de las paredes.
- Cuando la transferencia del almacén a la sala de dosificación se realiza manualmente, la altura total de las pilas de material no deberá ser mayor de 2 metros, para que el operador pueda tener acceso a las bolsas del extremo superior. En caso de superarlo se deberá prever escalera de fácil acceso y maniobrabilidad desde ella.
- Cuando la transferencia se va a realizar en forma mecánica, el material podrá apilarse con una altura de 3 metros.
- Adicionalmente al área necesaria para apilar el material, deberá tenerse en cuenta el espacio para los pasillos o corredores que hay que dejar entre las pilas. Si el material se dispone de esta manera, se podrá utilizar cronológicamente; esto es, por orden de llegada.
- El ancho de los corredores dependerá de la forma de transferencia del material a la sala de dosificación. Si el sistema es manual, se debe considerar un ancho suficiente como para que pueda pasar una carretilla o un equipo mecánico.

Ceniza de soda

En la Planta Potabilizadora se utiliza ceniza de soda en bolsas de 25kg. La pureza estimada es del 99,5% o mayor y la densidad aproximada de la ceniza de soda “liviana” es de 500kg/m³. Como se presenta más adelante, el consumo de ceniza de soda bajo las condiciones estudiadas es de 65kg/h de producto puro.

Si se considera el almacenamiento del producto durante 10 días (más allá que es un producto importado, OSE adquiere toneladas de ceniza de soda por lote, lo que permite tener disponibilidad y no depender de las importaciones de manera directa). Si se deseara almacenar más producto que el necesario para cubrir 10 días de dosificación a máxima dosis, se cuenta con espacios donde almacenar.

Se puede determinar entonces el volumen de almacenamiento necesario:

$$V_{\text{almacenamiento}} (m^3) = \frac{\text{Dosis}(kg/h) * 24 * \text{Pureza} * \text{Tiempo almacenamiento (días)}}{\rho(kg/m^3)}$$

$$V_{\text{almacenamiento}}(m^3) = \frac{65 \text{ kg/h} * 24 * 99,5\% * 10 \text{ días}}{500 \text{ kg/m}^3} = 31m^3$$

Por lo tanto el volumen mínimo neto ocupado por la ceniza de soda será de 31m³, debiéndoselas apilar en pallets, y dejando espacio libre para la circulación.

13.1.2 Productos en solución

En la Planta Potabilizadora de Tacuarembó el único producto químico que se adquiere líquido es el sulfato de aluminio, que como ya se explicó en el capítulo 8.3.2 tiene una densidad de 1300 g/l y una concentración al 50%. En este caso se continuará almacenándolo en el depósito existente.

13.2 Dosificación

13.2.1.1 Dimensionamiento de los sistemas de dosificación

La dosificación de las sustancias químicas debe efectuarse mediante equipos que aseguren la aplicación de una dosis exacta por unidad de tiempo. Estos equipos disponen de controles que permiten fijar la cantidad de producto por unidad de tiempo que debe liberarse, dentro de límites establecidos por su capacidad.

13.2.1.2 Dosificación en solución

Esta instalación se compone de un tanque de preparación de la solución y del sistema de dosificación; en este proyecto se trabajará con sistemas por bombeo.

El tanque de solución se diseña con el volumen necesario para que brinde servicio durante un turno de operación (T). La duración de cada turno es normalmente de 8 horas por lo que es recomendable efectuar los cálculos teniendo en consideración este parámetro. Deben considerarse siempre dos unidades, una en operación y la otra en preparación, de manera que el cambio pueda ser rápido y la dosificación continua. Las tuberías de solución se diseñan para un caudal máximo calculado. El caudal máximo se calculará considerando las dosis y concentraciones máximas recomendadas para cada producto. En caso que se pretendan dosis inferiores se aumentará la dilución del producto de modo de mantener el caudal calculado.

Se utiliza la ecuación de balance de masas:

$$Q(m^3/h) * D(g/m^3) = q(L/h) * C(g/L) = P(g/h)$$

Dónde,

- Q: caudal de diseño de la planta en m³/h
- D: dosis promedio del producto en g/ m³
- q: caudal promedio de solución por aplicar en l/h
- C: concentración de la solución en g/l
- P: peso del reactivo por dosificar en g/h

El material de estas tuberías debe ser resistente a las sustancias químicas que van a transportar. Se proyecta la utilización de tuberías de PVC resistentes a la acción de los productos químicos y a la exposición a los agentes atmosféricos. Los cálculos que se presentan a continuación se basan en el caudal proyectado al final del periodo de prevision 1300 m³/h.

13.2.1.3 Dosificación en solución del sulfato de aluminio

Como fue mencionado en capítulos anteriores la dosis promedio de sulfato de aluminio utilizada en la actualidad es de 120 mg/l. Como será presentado más adelante en este capítulo, diariamente se realizan ensayos de jarras en el laboratorio de la planta potabilizadora para la determinación de la dosis óptima de solución de sulfato de aluminio de cada jornada. Según los datos brindados por los operarios, durante el presente año y durante el año 2014 (datos analizados) se obtuvieron dosis a utilizar por debajo de lo que realmente se dosifica en la cámara de mezcla. Esto es debido a que los operarios siempre se inclinan por estar del lado de la seguridad y es habitual dosificar por encima de la dosis que dan los resultados del ensayo de

jarras. Además, se recuerda que el método de mezcla utilizado en la planta, no es un método en el cual se conozca realmente los gradientes de velocidad que se puedan llegar a alcanzar, por lo que el ensayo de jarras no es muy representativo de la realidad. Esta decisión de utilizar una dosis superior a la que realmente se tendría que utilizar, lleva claramente a un consumo desmedido de sulfato de aluminio, ocasionando gastos que tal vez se pueden evitar. En esta propuesta de mejora, como fue visto en capítulos anteriores, la etapa de coagulación se dará en una canaleta Parshall, en la cual se conoce en todo momento el gradiente de velocidad generado (por encima de 1000 s^{-1}) para diferentes caudales de agua bruta. Al conocer realmente el gradiente, los ensayos de jarras diarios ganan mayor importancia que en la actualidad, por lo que la dosificación de coagulante en la canaleta Parshall se puede ajustar a lo que realmente se debe utilizar.

Por otro lado, en el capítulo 7.7 “Evaluación de los efectos de la actividad forestal en la calidad de la fuente de agua”, se pudo afirmar que la calidad del agua bruta no tendría variaciones significativas debido al crecimiento de forestación estimado en la cuenca en estudio al final del periodo de previsión, es decir, sus parámetros físico-químicos se mantendrían dentro del rango de valores en los cuales se encuentran en la actualidad. En base a esto y a la mejora de la etapa de mezcla rápida, como a su sistema de conducción de la solución de sulfato de aluminio, se propone que al final del periodo de previsión el sistema de dosificación del producto alcance un máximo de **130 mg/l**, o sea, levemente superior a lo que en la actualidad se utiliza.

Se destacan a continuación las principales características de la instalación al año **2045**:

- Dosis máxima aplicable (D): 130 mg/l para $1300 \text{ m}^3/\text{h}$ de producción.
- Concentración de suspensión (C): aprox 50 g/l (al 5%)
- Tiempo entre preparaciones consecutivas (t): 8 horas
- Punto de aplicación: Canaleta Parshall

Empleando las siguientes ecuaciones:

$$c \text{ (kg/h)} = Q(\text{m}^3/\text{h}) \times D(\text{g/m}^3)/1000$$

$$q \text{ (l/h)} = Q(\text{m}^3/\text{h}) \times D(\text{g/m}^3)/C \text{ (g/l)}$$

$$V \text{ (m}^3\text{)} = q(\text{l/h}) \times t(\text{horas})/1000$$

$$v \text{ (m/s)} = q(\text{l/h})/A(\text{m}^2)/(3600 \times 1000)$$

Se obtiene:

- Consumo máximo seco (c): 130 kg/h (aprox.)
- Caudal de suspensión al 5% (q): aprox 3380 l/h totales.
- Capacidad total de tanques de preparación (V): $2 \times 27 \text{ m}^3$
- Velocidad en la tubería (v) de 0,5 m/s

Como se puede observar se requiere, al año 2045, una capacidad total de tanques de preparación de aprox 54 m^3 de modo de garantizar un tiempo entre preparaciones consecutivas de 8 horas para un caudal de dosificación de 3380 l/h totales, una dosis de 130 mg/l y una concentración de suspensión al 5%.

Se propone entonces la colocación de dos depósitos cilindricos idénticos de PRFV de 3,8 metros de diametro por 2,5 metros de altura, garantizando así 56 m^3 de volumen para la preparación de dicha solución. Los mismos se ubicarán donde actualmente se encuentran los tanques de preparación de este producto y los tanques de preparación de carbón activado que actualmente se utilizan en la planta, siendo este espacio suficiente para la ubicación de estos nuevos

depósitos. La zona en la que actualmente se prepara la solución de sulfato de aluminio y otros productos químicos para la UPA, quedará disponible para la ubicación de otro posible depósito para la preparación de esta solución en el caso de que sea necesario. De acuerdo a las dimensiones de estos tanques se prevé un tiempo de preparaciones consecutivas de 8 horas para el caudal proyectado al año 2045.

El dosificador requerido debe ser capaz alcanzar un caudal máximo de 3380 l/h, por lo que se solicita al proveedor un equipo que cumpla con las características especificadas.

Se recomienda el siguiente equipo (en anexo, *capítulo 19.6.2* se presenta las características del equipo dosificador propuesto)

Producto	Caudal (l/h)	Dosificadora	Rango Caudal	Tipo	Obs.
Sulfato de aluminio	3380	Spectra 3/6500	100 - 6500 l/h	cavidad progresiva	Incluye variador de frecuencia

Tabla 13.1. Equipo de dosificación para sulfato de aluminio propuesto

Verificando que la velocidad en las tuberías sea inferior a 1m/s se obtiene que la tubería de entrada y salida al dosificador debe ser de 2” de diámetro. Una vez diluido el sulfato de aluminio en los dos tanques es bombeado hacia la Canaleta Parshall, donde descarga en la turbulencia generada por dicha Canaleta.

13.2.1.4 Dosificación en solución del polielectrolito

Se pretende ampliar la capacidad de la planta de Tacuarembó para dosificar polímero de manera de poder alcanzar dosis de hasta 0,6 mg/l, aumentando la capacidad de bombeo del sistema. Como fue presentado en este informe, durante el año 2014 se utilizó una dosis promedio de 0,3mg/l, llegando a un máximo en el mes de mayo igual a 0,46 mg/l.

Se destacan a continuación las principales características de la instalación al año **2045**:

- Dosis máxima aplicable (D): 0,6 mg/l para 1300m³/h de producción.
- Concentración de suspensión (C): aprox 1 g/l
- Tiempo máximo entre preparaciones consecutivas (t): 12 horas
- Punto de aplicación: Canal de agua coagulada, aguas abajo de la canaleta Parshall

Empleando las siguientes ecuaciones:

$$c \text{ (kg/h)} = Q(\text{m}^3/\text{h}) \times D(\text{g/m}^3)/1000$$

$$q \text{ (l/h)} = Q(\text{m}^3/\text{h}) \times D(\text{g/m}^3)/C \text{ (g/l)}$$

$$V \text{ (m}^3\text{)} = q(\text{l/h}) \times t(\text{horas})/1000$$

$$v \text{ (m/s)} = q(\text{l/h})/A(\text{m}^2)/(3600 \times 1000)$$

Se obtiene:

- Consumo máximo seco (c) : 0,78 kg/h
- Caudal de suspensión al 0.1% (q): aprox 780 l/h totales
- Capacidad total de tanques de preparación (V): 2 x 9,4 m3

- Velocidad en la tubería (v) de 0,76 m/s

De esta manera se deberán colocar dos tanques de 10 m³ cada uno ubicados en el piso donde actualmente se ubica el depósito de preparación de solución de polielectrolito. Se proyectan dos tanques circulares de 2,50m de diámetro y 2 metros de altura útil. Cada tanque deberá estar dotado de agitadores mecánicos. El dosificador requerido debe ser capaz alcanzar un caudal máximo de 800 l/h, por lo que se solicita al proveedor un equipo que cumpla con las características especificadas.

Se recomienda el siguiente equipo (en anexo, *capítulo 19.6.2* se presenta las características del equipo dosificador propuesto)

Producto	Caudal (l/h)	Dosificadora	Rango Caudal	Tipo
Poli electrolito	800	Prominent Sigma 3	146 a 1030 l/h	Diafragma

Tabla 13.2. Equipo para dosificación de polielectrolito propuesto

Verificando que la velocidad en las tuberías sea inferior a 1m/s se obtiene que la tubería de entrada y salida al dosificador debe ser de 1” de diámetro. Una vez preparada la solución es bombeada al punto ubicado inmediatamente después del punto de máxima turbulencia en la Canaleta Parshall. La descarga se da a través de un múltiple tal que garantiza la distribución homogénea.

13.2.1.5 Dosificación en solución de la ceniza de soda

Se pretende ampliar la capacidad de la planta para dosificar ceniza de soda de manera de poder alcanzar dosis de hasta 50 mg/l. En la planta de Tacuarembó se utiliza la solución de ceniza de soda para obtener la alcalinidad óptima previamente a la aplicación del coagulante, además de dosificar dicha solución en el tanque de agua filltrada para corrección de pH, en el caso de que fuera necesario.

Se destacan a continuación las principales características de la instalación:

- Dosis máxima aplicable (D): 50 mg/l para 1300 m³/h de producción.
- Concentración de suspensión (C): aprox 50 g/l
- Tiempo máximo entre preparaciones consecutivas (t): 6 horas
- Punto de aplicación: Depósito de agua potable para toma de bombas

Empleando las siguientes ecuaciones:

$$c \text{ (kg/h)} = Q(\text{m}^3/\text{h}) \times D(\text{g/m}^3)/1000$$

$$q \text{ (l/h)} = Q(\text{m}^3/\text{h}) \times D(\text{g/m}^3)/C \text{ (g/l)}$$

$$V \text{ (m}^3\text{)} = q(\text{l/h}) \times t(\text{horas})/1000$$

$$v \text{ (m/s)} = q(\text{l/h})/A(\text{m}^2)/(3600 \times 1000)$$

Se obtiene:

- Consumo máximo seco (c): 65 kg/h
- Caudal de suspensión al 5% (q): aprox 1300 l/h totales.
- Capacidad total de tanques de preparación (V): 2 x 7,8 m³
- Velocidad en la tubería (v) de 0,71 m/s

De esta manera se deberán colocar dos tanques de $7,8 \text{ m}^3$, ambos ubicados dentro de la sala de preparación de productos químicos. Se proyectan dos tanques circulares de $2,50 \text{ m}$ de diámetro y 2 metros de altura útil (capacidad total 10 m^3). La solución de ceniza de soda debe ser aplicada en la tubería de agua bruta antes de ingresar a la canaleta Parshall en los casos en los cuales se necesite aumentar la alcalinidad del agua bruta ya que el proceso de coagulación consume a la misma. También dicha solución puede ser aplicada en el agua potable pronta para elevar a los usuarios, ya que puede ser necesaria la corrección del pH del agua tratada.

Una vez preparada la solución de ceniza de soda en la sala de productos químicos, debe ser aplicada a la tubería de agua bruta o bien, bombeada hacia el depósito de agua potable a elevar. El segundo recorrido de la tubería transporta la solución de ceniza de soda hacia el depósito de agua filtrada, lugar donde se realiza la corrección de pH del agua tratada.

El dosificador requerido debe ser capaz alcanzar un caudal máximo de 1300 l/h , por lo que se solicita al proveedor un equipo que cumpla con las características especificadas.

Se recomienda el siguiente equipo (en anexo, *capítulo 19.6.2* se presenta las características del equipo dosificador propuesto):

Producto	Caudal (l/h)	Dosificadora	Rango Caudal	Tipo	Obs.
Ceniza Soda	1300	Spectra 5/1400G	300 - 1400 l/h	Cavidad Progresiva	Con motor reductor para accionamiento por convertidor de frecuencia

Tabla 13.3. Equipo para dosificación de solución de ceniza de soda propuesto

Verificando que la velocidad en las tuberías sea inferior a 1 m/s se obtiene que la tubería de entrada y salida al dosificador debe ser de $1''$ de diámetro.

13.3 Recomendaciones para el proyecto

Habiendo dimensionado ya todas las instalaciones, se recomienda tener en cuenta las siguientes consideraciones para diseñar los planos que corresponden a estos ambientes:

- La sala de dosificación debe ubicarse lo más cerca posible de la unidad a aplicarse para que la tubería de conducción de la solución no sea muy larga y para no incrementar demasiado las pérdidas de carga. La tubería de conducción de la solución debe proyectarse sin muchas vueltas y accesorios para evitar atoros y pérdidas de carga excesivas. La salida del dosificador y el inicio de la tubería de conducción deben ser abiertos para que se facilite la calibración del equipo.
- Debe considerarse dos tanques de preparación de solución por cada sustancia química que se va a aplicar. Los tanques deben proyectarse en una sola hilera. La altura a la que se coloquen los tanques depende del tipo de dosificador. Como se va a aplicar la solución por bombeo, los tanques pueden estar ubicados directamente sobre el piso de la sala.
- La tubería de salida del tanque de solución debe colocarse $0,10 \text{ metros}$ por encima del fondo del tanque para que no salga el sedimento, esto puede atorar la válvula de aguja del dosificador.
- Cada tanque debe tener un agitador para disolver los productos secos (ceniza de soda, polielectrolito etc.).
- Cada tanque debe tener instalaciones para el llenado con agua filtrada, salida, desagüe y rebose. El fondo del tanque debe tener pendiente hacia el punto de salida del desagüe para facilitar su rápida limpieza antes de la preparación de la nueva solución. El agua

filtrada puede provenir de un tanque ubicado sobre el edificio de la casa de química, el cual se abastece por bombeo desde el tanque de aguas claras.

- El depósito debe estar contiguo a la sala de dosificación para compactar las instalaciones y facilitar la labor del operador.
- Las ventanas del depósito deben colocarse solo en la parte superior para dar iluminación. Ubicar el nivel de la puerta de entrada colindante con una pista de ingreso de camiones y de manera que coincida con la altura de la plataforma del camión, para facilitar la descarga de las bolsas de sustancias químicas.
- La sala de cloración debe ser siempre independiente y alejada de las demás edificaciones de la planta, para evitar que una fuga de cloro comprometa los equipos de dosificación o de laboratorio, así como al personal que trabaja en estas dependencias.

13.3.1 Recomendaciones operacionales

Aplicación de Productos Químicos

La aplicación de productos químicos en la planta requiere de las siguientes precauciones fundamentales:

- Concentración de las soluciones, se deben tener en cuenta los límites de solubilidad y la naturaleza del agua de dilución. No realizar diluciones sin control, ya que se produce la hidrólisis antes de la aplicación además de presentar dificultad en la determinación del consumo real de los productos químicos.
- La dispersión, se debe realizar a fin de evitar la formación de los aglomerados que son difíciles de disolverse.
- Agitación necesaria, para conseguir la mezcla completa de los productos químicos, en el caso de los polielectrolitos es recomendable agitar 30 minutos más, después de haber sido preparado, requerido para el desarrollo completo de la cadena polimérica.

Medida de la Concentración de una Solución o Suspensión

La utilización de un densímetro y la curva correspondiente entre la densidad y la concentración de la solución considerada, permite conocer la concentración real en el momento de la medición; en cada recepción del Sulfato de Aluminio se deberá medir la densidad de la solución.

Medida de Caudal Inyectado

- Si la aplicación del producto químico es por gravedad, la variación de la altura en el tanque de almacenamiento así como las pruebas de aforamiento permiten conocer rápidamente el caudal aplicado.
- Si la aplicación es realizada por medio del sistema de bombeo, se debe verificar las curvas de calibración de las bombas, establecer dentro de las condiciones de concentración, viscosidad, presión para los cuales se pueden utilizar y deben ser verificados por las pruebas de aforamiento.

Los siguientes dispositivos permiten realizar mejor el control de la dosificación:

- Un rotámetro, es utilizado para medir el volumen de agua de dilución por unidad de tiempo.

- Un cronómetro y un recipiente graduado, son utilizados para las pruebas de aforamiento. La medida puede ser hecha sea en la descarga inmediata de la bomba o en el punto de aplicación.

13.4 Determinación de la dosis óptima de coagulante mediante el ensayo de Jar Test

En este punto se presentarán algunos ensayos de jarras realizados tanto en la Planta Potabilizadora como en el laboratorio del Departamento de Ingeniería Ambiental, con el fin de determinar una dosis óptima de coagulante (Sulfato de Aluminio) la cual se utilizó para el diseño del equipo de dosificación. Se observó que el consumo del mismo fue superior a lo que realmente se debería haber suministrado durante el 2014, esto pudo determinarse en base a los datos brindados por la oficina Técnica de OSE-Tacuarembó y los partes diarios de los ensayos realizados en el laboratorio de la Planta Potabilizadora.

Las diferentes bibliografías recomiendan que para que el proceso de coagulación sea mas efectivo la solución de sulfato de aluminio sea entre 1% a 5% en el punto de aplicación, para obtener una buena mezcla entre la solución de sulfato de aluminio y el agua bruta. Los ensayos diarios que se realizan en el laboratorio de la planta potabilizadora de Tacuarembó se hacen a partir de una solución de sulfato de aluminio al 5%. En tanto, el ensayo realizado en el laboratorio del Departamento de Ingeniería Ambiental (IMFIA) la solución de sulfato de aluminio se encontraba al 0,5%, en base a eso se determinó el volumen de solución a dosificar para obtener así distintas concentraciones en las jarras del equipo. (descripción del procedimiento en anexo, *capítulo 19.6.3*)

13.4.1 Reseña teorica del Jar Test

La utilización del Jar-Test ó prueba de jarras, ha sido de fundamental importancia para el diseño, optimización y operación de plantas de tratamiento de agua, y sigue siendo una herramienta fundamental para la evaluación de los procesos de coagulación- floculación y su posterior efecto sobre la sedimentación (o flotación) y filtración.

Las principales utilidades que se pueden obtener con el uso del Jar-Test, son las siguientes:

- Dosificación óptima de coagulantes
- Optimización del proceso de floculación
- Dilución adecuada del coagulante
- Etc.

El Jar-Test es capaz de simular, bajo ciertas hipótesis, el proceso de mezcla de coagulantes con el agua, la posterior floculación y sedimentación. El agua sedimentada con esta metodología puede posteriormente filtrarse para simular la etapa de filtración.

Consiste en una armazón con un juego de jarras, generalmente de 2 litros de capacidad, provistas cada una de una paleta que puede girar con velocidades variables por ejemplo entre 0 y 350 r.p.m. (según el equipo) para simular los diversos grados de agitación utilizados en la planta de tratamiento. La velocidad de giro de las paletas es la misma en las seis jarras, lo que posibilita realizar seis ensayos al mismo tiempo bajo las mismas condiciones de agitación. Las jarras pueden ser cuadradas o cilíndricas. En el caso de jarras cilíndricas, es conveniente que tengan estatores para evitar el giro de la masa líquida y favorecer la agitación.

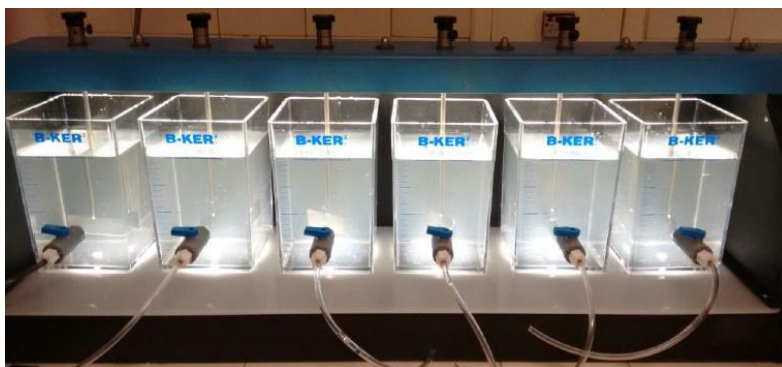


Figura 13.1. Equipo de Jar-Test del Departamento de Ingeniería Ambiental (IMFIA-UdelaR)

A cada etapa del proceso de tratamiento le corresponde un gradiente de velocidad (G) que representa una medida del grado de agitación al que está sometida el agua. La mezcla rápida, cuando se produce la adición del coagulante, se debe realizar bajo condiciones de agitación mayores que la floculación. Esto se expresa diciendo que la mezcla rápida tiene un G mayor que la floculación. Al igual que en una planta de tratamiento, el gradiente de velocidad debe ser alto al comienzo (mezcla rápida), y luego decrecer en las etapas siguientes. Cada aparato Jar-Test, tiene asociada una curva que relaciona el gradiente de velocidad con la rapidez de giro de las paletas en r.p.m.. Conocida esa curva, que dependerá de las características de cada equipo (dimensiones y formas de las paletas, jarras, etc.), se puede conocer el gradiente de velocidad G que se puede representar en el mismo.

La coagulación con sales de aluminio o de hierro se realiza en un determinado rango de valores de pH. La coagulación por “barrido” solo tiene lugar cuando existe alcalinidad suficiente para las reacciones químicas, por esto mismo es recomendable determinar este parámetro antes y después del ensayo. El pH del agua bruta puede ser corregido antes de la introducción del coagulante y en forma tal que, luego de la reacción del sulfato de aluminio (que provoca un descenso del pH y la alcalinidad) resulte el pH óptimo de coagulación.

13.4.2 Ensayo realizado en el DIA-IMFIA

Durante la visita realizada el 16 de mayo del presente año, se tomaron muestras del agua bruta del río Tacuarembó Chico. La toma de muestra de agua bruta se recomienda que se realice eligiendo en forma cuidadosa el punto de extracción y el momento de muestreo. El objetivo es representar lo mejor posible la condición que se daría en la planta real. Además se debe de tener la precaución de tomar el volumen suficiente para realizar todos los ensayos previstos, ya que para cada ensayo se requieren un total de 6 o 12 L (según se trabaje llenando jarras de 1 o 2 L). Es ventajoso prever un volumen adicional como seguridad, ya que al maniobrar los bidones suele perderse agua.

Por lo anterior, las mismas fueron tomadas desde el muelle donde se ubicaba la primera obra de toma de la Planta Potabilizadora. El muelle ingresa al cuerpo de agua, prácticamente hasta la mitad de dicho curso.

Una vez tomadas las muestras, las mismas fueron llevadas al laboratorio del DIA y se determinaron parámetros como: pH, alcalinidad, turbiedad y color. La Tabla 13.4 muestra los resultados de dichos parámetros del agua bruta:

pH	7,16
Turbiedad (NTU)	10,5
Color (unidades de Pt-Co)	45
Alcalinidad (mg/L CaCO_3)	80

Tabla 13.4. Parámetros de muestra de agua bruta analizada (muestra del 16/05/2015)

Observando la tabla anterior se tiene que los parámetros obtenidos se encuentran dentro del rango de lo analizado en este trabajo en el capítulo de evaluación del cuerpo de agua. Se debe resaltar el valor de turbiedad, el cual se encuentra dentro de lo esperado, ya que días previos al de la toma de la muestra no hubo precipitaciones, las cuales pueden ser responsables del aumento de dicho parámetro.

Dilución de la solución de sulfato de aluminio

En el laboratorio del DIA se contaba con una solución de sulfato de aluminio de concentración 485 g $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3/\text{L}$, a partir de esta se preparó una solución al 0,5%, lo cual es equivalente a 5,0 g $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3/\text{L}$ (en soluciones poco concentradas habitualmente empleadas en procesos de potabilización de aguas la densidad es de 1000 g/l).

Sabiendo que la masa se conserva, se cumple la siguiente igualdad:

$$V_d * C_d = V_c * C_c$$

Siendo,

- C_c : Concentración de la concentrada = 485 g $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3/\text{L}$
- V_d : Volumen de la diluida (volumen de solución que deseamos preparar) = 500 mL
- C_d : Concentración de la diluida = 5 g $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3/\text{L}$

Entonces:

- $V_d = 5,15 \text{ mL}$

Por lo que para preparar la dilución se agregan 5,15 mL de la solución concentrada y luego 495mL de agua destilada.

Para calcular el volumen de la solución diluida que se debe colocar en cada una de las jarras acorde con la concentración de sulfato de aluminio estipulada se realizó una regla de tres sabiendo que la concentración de la diluida es de 5 g $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3/\text{L}$ ($\approx 5000 \text{ mg } \text{Al}_2(\text{SO}_4)_3/\text{L}$).

Se ejemplifica para la primer jarra con concentración de 20 mg $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3/\text{L}$.

$$\begin{array}{rcl} 5000 \text{ mg } \text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 & - & 1000 \text{ ml} \\ 20 \text{ mg } \text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 & - & x = 4 \text{ ml} \end{array}$$

Las jarras al ser de 2 litros de capacidad y por los volúmenes hallados de solución diluida a agregar a cada jarra deben ser multiplicados por 2.

Jarra	Concentración $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ (mg/L)	Vol. $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ (mL)
1	20	8
2	40	16
3	60	24
4	80	32
5	100	40
6	120	48

Tabla 13.5. Concentración y volumen de solución de sulfato de aluminio diluida en las jarras del equipo

Como fue mencionado en varias oportunidades, la dosificación de sulfato de aluminio consume alcalinidad al agua a tratar. A partir de la concentración de $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ en cada jarra se puede determinar el consumo de alcalinidad en cada una de ellas. La relación entre la dosis de

coagulante y el consumo de alcalinidad es de 0,5 mg CaCO₃/L por cada 1 mg Al₂(SO₄)₃/L agregado.

En la siguiente tabla se muestra el consumo a darse en cada jarra

Jarra	Concentración Al ₂ (SO ₄) ₃ (mg/L)	Consumo de alcalinidad (mg/L CaCO ₃)
1	20	10
2	40	20
3	60	30
4	80	40
5	100	50
6	120	60

Tabla 13.6. Consumo de alcalinidad

Observando la tabla anterior, el mayor consumo de alcalinidad se da para la concentración de 120 mg/l de sulfato de aluminio (jarra 6) con un valor igual a 60 mg/l de CaCO₃. Por lo que no es necesario agregar ningún alcalinizante en este caso, ya que la alcalinidad del agua bruta es de 80mg/l de CaCO₃.

Una vez realizado el ensayo de jarras se obtuvieron los siguientes resultados:

	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
Dosis coagulante (mg/L)	20	40	60	80	100	120
pH	6,82	6,26	6,08	6,19	5,88	5,56
Turbiedad (NTU) a los 10 min	1,39	1,10	1,5	1,7	1,9	2,28
Color (unidades de Pt-Co)	35	30	40	35	50	55
V.inicial H ₂ SO ₄ (ml)	12,5	17,4	0,8	12,2	14,0	4,3
V.final H ₂ SO ₄ (ml)	17,4	21,9	4,3	14,0	15,9	5,6
Gasto (mL)	4,9	4,5	3,5	1,8	1,9	1,3
V muestra (mL)	82,0	81,0	80,0	65,0	87,0	80,5
Alcalinidad (mg/L CaCO ₃)	60	56	44	28	22	16
Consumo de alcalinidad (mg/L CaCO ₃)	20	24	36	52	58	64

Tabla 13.7. Resultados, ensayo en laboratorio del DIA-IMFIA (muestra del 16/05/2015)

Graficando la turbiedad obtenida en función de la dosis de sulfato de aluminio utilizada luego de seguir los pasos del ensayo se obtiene:

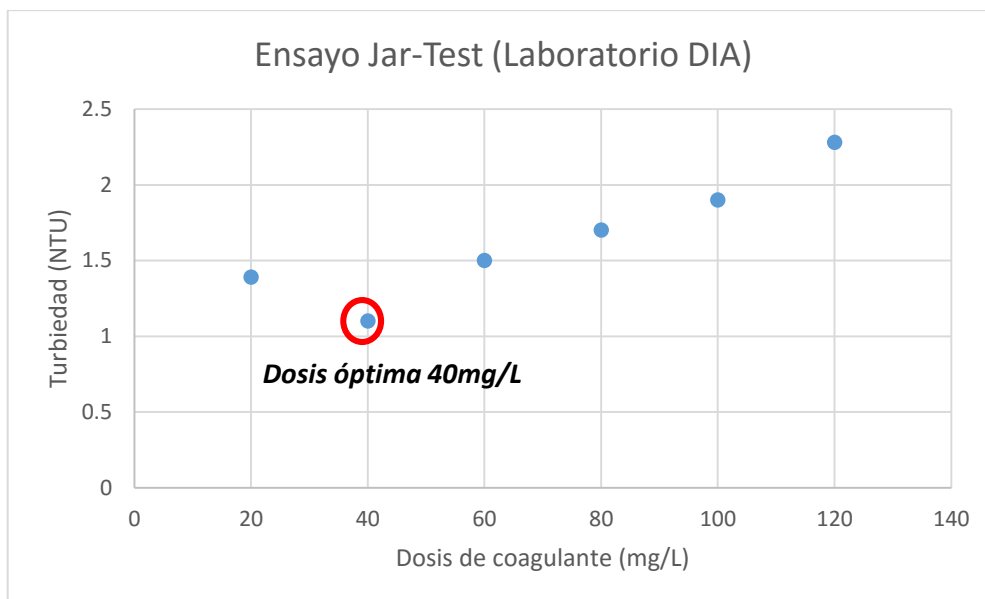


Figura 13.2. Ensayo en laboratorio DIA-IMFIA (muestra del 16/05/2015). Turbiedad(NTU) vs Dosis de Sulfato de aluminio (mg/l)

El ensayo de jarras demuestra que la dosis óptima de coagulante corresponde a 40 mg/L de $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$, con un pH final de 6,26 y un consumo de alcalinidad igual a 24 mg/L de CaCO_3 . Se debe destacar además que para la dosis optima determinada para este día en particular, el valor del color del agua una vez finalizado el ensayo en la segunda jarra, es el valor más bajo de las 6 jarras.

Para realizar una estimación del gradiente de velocidad dentro de las jarras, tanto al momento de la representación de la etapa de coagulación como la representación de la etapa de floculación, se procedió a tomar las medidas de las jarras y de las paletas y a la utilización de la siguiente expresión, la cual se utiliza para floculadores mecánicos de eje vertical de flujo radial:

$$G = 0,024 * \sqrt{(Cd * n^3 * (1 - k)^3 * \int r^3 dA) / (V * \nu)}$$

Donde,

- G, el gradiente de velocidad
- k, depende del tipo de cámara de floculación, valor seleccionado: 0,05 (cámara rectangular)
- Cd, coeficiente de arrastre (depende de la relación b/a, Cd seleccionado: 1,15)
- ν , viscosidad cinemática (m^2/s)
- V, volumen de la cámara (m^3)
- n, velocidad de giro (rpm)

Para la representación de la etapa de coagulación, se coloca a máxima velocidad de giro a las paletas en el equipo durante un minuto, velocidad de giro máxima: 300 r.p.m.

En base a esta velocidad de giro y la expresión presentada anteriormente se determinó el gradiente de velocidad. El gradiente de velocidad obtenido es de 370 s^{-1} aproximadamente. Dado que el equipo de jarras que cuenta el laboratorio de la planta potabilizadora es un equipo muy similar al que tiene el laboratorio del DIA, se puede afirmar que al tener gradientes de velocidad mayores en la nueva cámara de mezcla (canaleta Parshall), valores superiores a 1000

s⁻¹, la dosis optima determinada en los ensayos diarios va a ser un elemento muy confiable para el manejo de las cantidades a utilizar de sulfato de aluminio.

13.4.3 Ensayos realizados en el laboratorio de la Planta Potabilizadora de Tacuarembó

A continuación se presentaran algunos ensayos de jarras realizados en el laboratorio de la planta Potabilizadora de Tacuarembó durante el año 2014 y durante el presente año:

- Ensayo de Jar-Test realizado el **1 de diciembre de 2014**, hora: 7:00 AM.
El sulfato de aluminio que se encuentra en planta, tiene una concentración al 5%.

pH	7,1
Turbiedad (NTU)	21,6
Color (unidades de Pt-Co)	100
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	80

Tabla 13.8. Parámetros del agua bruta (Muestra 1/12/2014)

A continuación se presentan los datos obtenidos luego de dejar sedimentar durante **10 minutos**:

	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
Dosis coagulante (mg/L)	65	70	75	80	85	90
Volumen de coagulante (mL)	2,6	2,8	3	3,2	3,4	3,6
pH	6,5	6,4	6,4	6,3	6,3	6,2
Turbiedad (NTU)	2,68	2,31	2,36	2,93	2,70	2,69
Color (unidades de Pt-Co)	20>	20>	20>	20>	20>	20>
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	37	35	34	32	30	28
Consumo de alcalinidad (mg/L CaCO₃)	16	18	19	21	23	25

Tabla 13.9. Resultados del ensayo luego de 10 minutos de sedimentación (Ensayo:1/12/2014)

A continuación se presentan los datos obtenidos luego de dejar sedimentar durante **20 minutos**:

	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
Dosis coagulante (mg/L)	65	70	75	80	85	90
Volumen de coagulante (mL)	2,6	2,8	3	3,2	3,4	3,6
pH	6,5	6,4>	6,4	6,3	6,2	6,2
Turbiedad (NTU)	1,49	1,27	1,86	1,75	1,59	1,48
Color (unidades de Pt-Co)	20>	20>	20	20	20	20
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	37	35	34	32	30	28
Consumo de alcalinidad (mg/L CaCO₃)	16	18	19	21	23	25

Tabla 13.10. Resultados del ensayo luego de 20 minutos de sedimentación (Ensayo: 1/12/2014)

En el gráfico de la Figura 13.3 se presenta turbiedad v.s dosis de la solución de sulfato de aluminio utilizada para dicho ensayo.

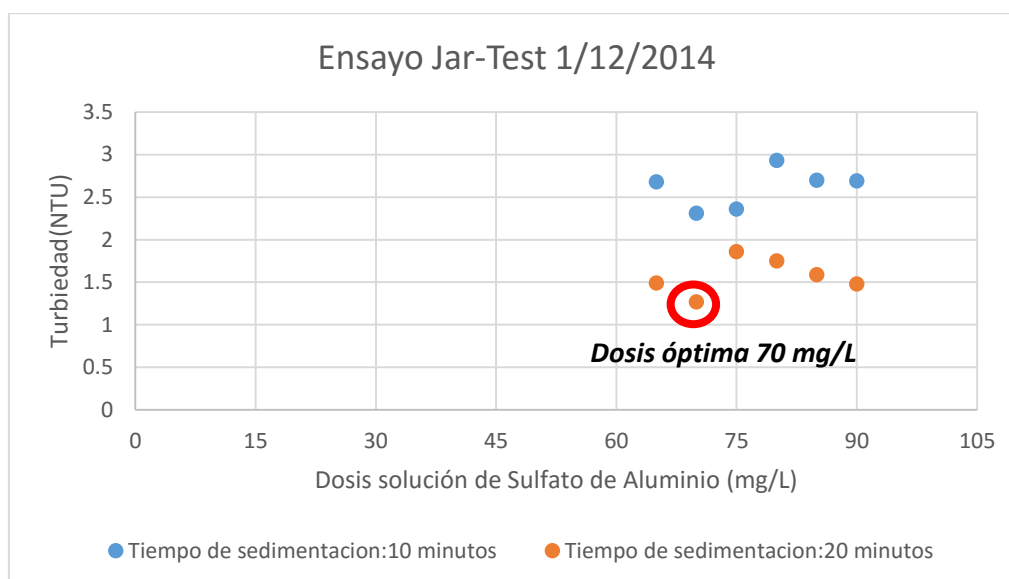


Figura 13.3. Ensayo en laboratorio Planta potabilizadora (muestra del 01/12/2014).Turbiedad(NTU) vs Dosis de Sulfato de aluminio (mg/l)

Se puede afirmar que la dosis óptima de solución de sulfato de aluminio para el día 1 de diciembre de 2014 fue la dosis de la jarra 2, o sea, 70 mg/L, donde se registró una turbiedad de 1,27NTU luego de haber dejado sedimentar los flóculos formados en 20 minutos.

- Ensayo de Jar-Test realizado el **10 de junio de 2015**, hora: 8:00 AM.
Concentración de sulfato de aluminio: al 5%. En los ensayos realizados durante el año 2015 se consideraron y utilizaron 4 de las 6 jarras que posee el equipo.

pH	7,5
Turbiedad (NTU)	18,2
Color (unidades de Pt-Co)	100
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	75

Tabla 13.11.Parámetros del agua bruta (Muestra 10/06/2015)

A continuación se presentan los datos obtenidos luego de dejar sedimentar durante **10 minutos**:

	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
Dosis coagulante (mg/L)	60	65	70	75	----	----
Volumen de coagulante (mL)	2,4	2,6	2,8	3	----	----
pH	6,9	6,9	6,7	6,7	----	----
Turbiedad (NTU)	3,74	3,02	2,04	2,74	----	----
Color (unidades de Pt-Co)	----	----	----	----	----	----
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	61	58	56	55	----	----
Consumo de alcalinidad (mg/L CaCO₃)	14	17	19	20	----	----

Tabla 13.12. Resultados del ensayo luego de 10 minutos de sedimentación (Ensayo: 10/06/2015)

A continuación se presentan los datos obtenidos luego de dejar sedimentar durante **20 minutos**:

	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
Dosis coagulante (mg/L)	60	65	70	75	----	----
Volumen de coagulante (mL)	2,4	2,6	2,8	3	----	----
pH	6,9	6,9	6,7	6,7	----	----
Turbiedad (NTU)	3,22	2,61	1,26	2,09	----	----
Color (unidades de Pt-Co)	----	----	----	----	----	----
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	61	58	56	55	----	----
Consumo de alcalinidad (mg/L CaCO₃)	14	17	19	20	----	----

Tabla 13.13. Resultados del ensayo luego de 20 minutos de sedimentación (Ensayo: 10/06/2015)

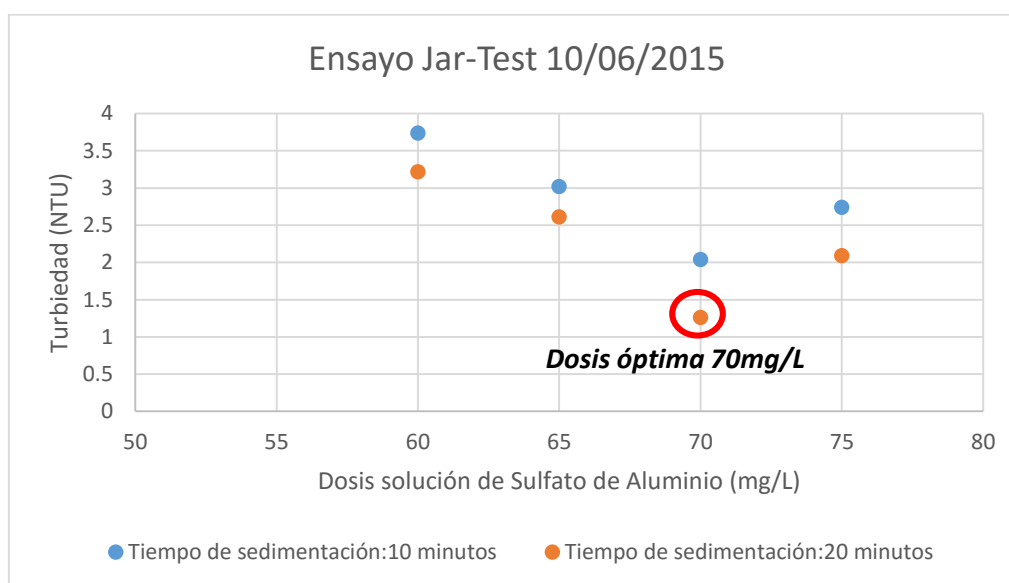


Figura 13.4. Ensayo en laboratorio Planta potabilizadora (muestra del 10/06/2015). Turbiedad(NTU) vs Dosis de Sulfato de aluminio (mg/l)

Se puede afirmar que la dosis óptima de solución de sulfato de aluminio para el día 10 de junio de 2015 fue la dosis utilizada en la jarra 3, o sea, 70mg/L, donde se registró una turbiedad de 1,26NTU luego de haber dejado sedimentar los flóculos formados durante 20 minutos.

- Ensayo de Jar-Test realizado el **3 de julio de 2015**, hora: 8:00 AM.
Concentración de sulfato de aluminio: al 5%.

pH	7,5
Turbiedad (NTU)	27,3
Color (unidades de Pt-Co)	100
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	68

Tabla 13.14. Parámetros del agua bruta (Muestra 03/07/2015)

A continuación se presentan los datos obtenidos luego de dejar sedimentar durante **10 minutos**:

	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
Dosis coagulante (mg/L)	60	65	70	75	----	----
Volumen de coagulante (mL)	2,4	2,6	2,8	3	----	----
pH	7	7	7	7	----	----
Turbiedad (NTU)	2,18	2,21	2,13	2,33	----	----
Color (unidades de Pt-Co)	10	10	10	10	----	----

Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	60	60	60	60	----	----
Consumo de alcalinidad (mg/L CaCO₃)	8	8	8	8	----	----

Tabla 13.15. Resultados del ensayo luego de 10 minutos de sedimentación (Ensayo: 03/07/2015)

A continuación se presentan los datos obtenidos luego de dejar sedimentar durante **20 minutos**:

	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
Dosis coagulante (mg/L)	60	65	70	75	----	----
Volumen de coagulante (mL)	2,4	2,6	2,8	3	----	----
pH	7	7	7	7	----	----
Turbiedad (NTU)	2,05	2,07	1,75	1,98	----	----
Color (unidades de Pt-Co)	10	10	10	10	----	----
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	60	60	58	58	----	----
Consumo de alcalinidad (mg/L CaCO₃)	8	8	10	10	----	----

Tabla 13.16. Resultados del ensayo luego de 20 minutos de sedimentación (Ensayo: 03/07/2015)

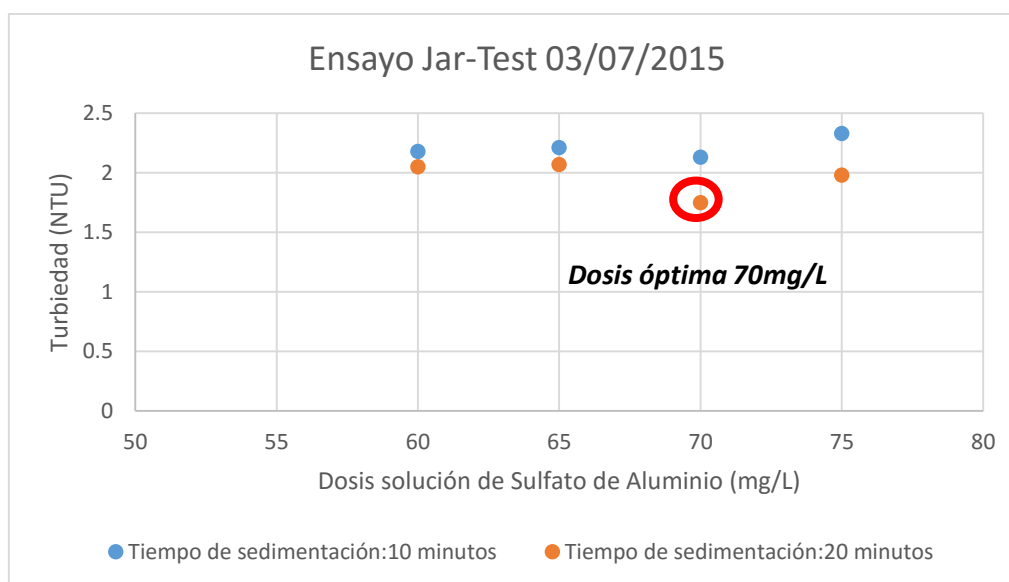


Figura 13.5. Ensayo en laboratorio Planta potabilizadora (muestra del 03/07/2015). Turbiedad(NTU) vs Dosis de Sulfato de aluminio (mg/l)

Se puede afirmar que la dosis óptima de solución de sulfato de aluminio para el día 3 de julio de 2015 fue la dosis utilizada en la jarra 3, o sea, 70 mg/L, donde se registró una turbiedad de 1,80NTU luego de haber dejado sedimentar los flóculos formados durante 20 minutos.

- Ensayo de Jar-Test realizado el **6 de julio de 2015**, hora: 9:30 AM.
Concentración de sulfato de aluminio: al 5%.

pH	7,6
Turbiedad (NTU)	25,8
Color (unidades de Pt-Co)	150
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	63

Tabla 13.17. Parámetros del agua bruta (Muestra 06/07/2015)

A continuación se presentan los datos obtenidos luego de dejar sedimentar durante **10 minutos**:

	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
Dosis coagulante (mg/L)	65	70	75	80	----	----
Volumen de coagulante (mL)	2,6	2,8	3	3,3	----	----
pH	6,8	6,7	6,6	6,6	----	----
Turbiedad (NTU)	1,98	1,65	1,25	1,53	----	----
Color (unidades de Pt-Co)	20	20	20	20	----	----
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	39	37	36	33	----	----
Consumo de alcalinidad (mg/L CaCO₃)	24	26	27	30	----	----

Tabla 13.18. Resultados del ensayo luego de 10 minutos de sedimentación (Ensayo: 06/07/2015)

A continuación se presentan los datos obtenidos luego de dejar sedimentar durante **20 minutos**:

	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
Dosis coagulante (mg/L)	65	70	75	80	----	----
Volumen de coagulante (mL)	2,6	2,8	3	3,3	----	----
pH	6,8	6,7	6,6	6,6	----	----
Turbiedad (NTU)	1,34	1,28	0,98	1,13	----	----
Color (unidades de Pt-Co)	20	20	20	20	----	----
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	39	37	36	33	----	----
Consumo de alcalinidad (mg/L CaCO₃)	24	26	27	30	----	----

Tabla 13.19. Resultados del ensayo luego de 20 minutos de sedimentación (Ensayo: 06/07/2015)

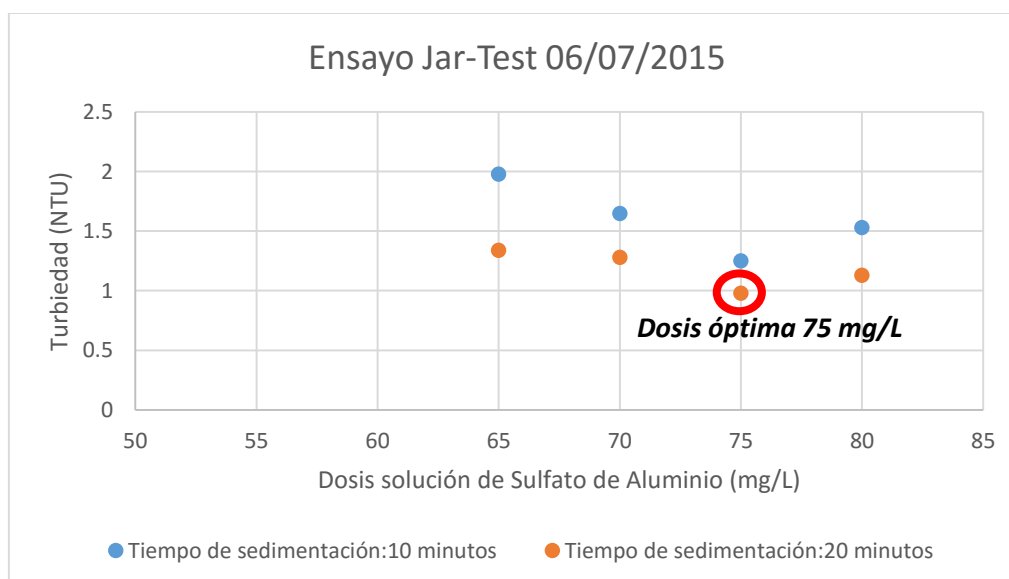


Figura 13.6. Ensayo en laboratorio Planta potabilizadora (muestra del 06/07/2015). Turbiedad(NTU) vs Dosis de Sulfato de aluminio (mg/l)

Se puede afirmar que la dosis óptima de solución de sulfato de aluminio para el día 6 de julio de 2015 fue la dosis utilizada en la jarra 3, o sea, 75 mg/L, donde se registró una turbiedad de 0,98NTU luego de haber dejado sedimentar los flóculos formados durante 20 minutos.

- Ensayo de Jar-Test realizado el **2 de agosto de 2015**, hora: 8:00 AM.
Concentración de sulfato de aluminio: al 5%.

pH	7,6
Turbiedad (NTU)	19,7
Color (unidades de Pt-Co)	180
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	68

Tabla 13.20. Parámetros del agua bruta (Muestra 02/08/2015)

A continuación se presentan los datos obtenidos luego de dejar sedimentar durante **10 minutos**:

	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
Dosis coagulante (mg/L)	70	75	80	85	----	----
Volumen de coagulante (mL)	2,8	3	3,2	3,4	----	----
pH	7	7	7	7	----	----
Turbiedad (NTU)	2,2	2,19	2,05	2,50	----	----
Color (unidades de Pt-Co)	10	10	10	10	----	----
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	60	60	58	54	----	----
Consumo de alcalinidad (mg/L CaCO₃)	8	8	10	14	----	----

Tabla 13.21. Resultados del ensayo luego de 10 minutos de sedimentación (Ensayo: 02/08/2015)

A continuación se presentan los datos obtenidos luego de dejar sedimentar durante **20 minutos**:

	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
Dosis coagulante (mg/L)	70	75	80	85	----	----
Volumen de coagulante (mL)	2,8	3	3,2	3,4	----	----
pH	7	7	7	7	----	----
Turbiedad (NTU)	2	1,95	1,80	1,99	----	----
Color (unidades de Pt-Co)	10	10	10	10	----	----
Alcalinidad (mg/L CaCO₃)	60	60	58	54	----	----
Consumo de alcalinidad (mg/L CaCO₃)	8	8	10	14	----	----

Tabla 13.22. Resultados del ensayo luego de 20 minutos de sedimentación (Ensayo: 02/08/2015)

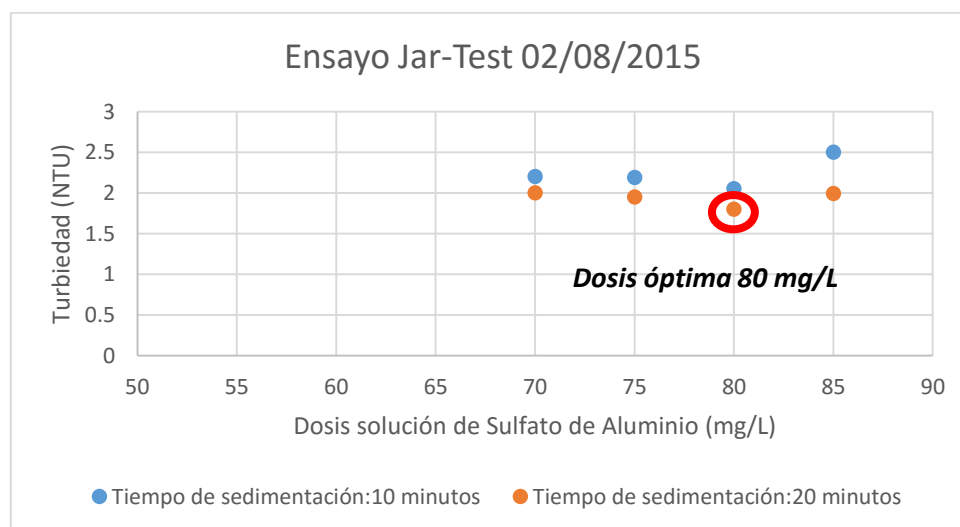


Figura 13.7. Ensayo en laboratorio Planta potabilizadora (muestra del 06/07/2015). Turbiedad (NTU) vs Dosis de Sulfato de aluminio (mg/l)

Se puede afirmar que la dosis óptima de solución de sulfato de aluminio para el día 2 de agosto de 2015 fue la dosis utilizada en la jarra 3, o sea, 80 mg/L, donde se registró una turbiedad de 1,80NTU luego de haber dejado sedimentar los flóculos formados durante 20 minutos.

13.4.3.1 Conclusión

La determinación de la dosis máxima de coagulante a utilizar al final del periodo de previsión establecido en este proyecto (año 2045) no es de fácil determinación, ya que es difícil de prever si ocurrirá algún cambio en la cuenca en estudio que conlleve a cambios bruscos de calidad del río Tacuarembó Chico. Sin embargo, en este proyecto, en el capítulo 7.7 “*Evaluación de los efectos de la actividad forestal en la calidad de la fuente de agua*”, se presentó como cambiaría la calidad del cuerpo de agua debido al crecimiento de la forestación en la cuenca. En el mismo se concluyó que no serían cambios significativos. En este mismo capítulo fueron presentados algunos ensayos de jarras los cuales establecieron las dosis óptimas de coagulante a utilizar para esos días en particular. Se da por entendido que pocos ensayos no son representativos, sin embargo, al ver gran parte de las dosis óptimas determinadas en los ensayos diariamente en la planta, junto con los presentados y al conocer que los parámetros físico-químicos no varían significativamente para diferentes situaciones, tales como meses o días lluviosos, los cuales ocasionan descenso de la alcalinidad y aumento de la turbiedad del agua bruta, se puede decir que no se deberían aplicar dosis mayores a 80mg/L en la cámara de mezcla. En cambio, por los partes del año 2014 brindados por la oficina Técnica de OSE-Tacuarembó, se observó que la dosis promedio de coagulante utilizada fue de 120mg/L, lo que indicaría que se utilizan dosis mayores a las determinadas en los ensayos de jarras diarios para estar del lado de la seguridad.

Como fue mencionado en varias oportunidades, la ampliación propuesta contará con una cámara de mezcla tipo canaleta Parshall en la cual se conocerá en todo momento el gradiente generado en la misma (parámetro que en la actualidad no se puede determinar ni estimar, por el tipo de mezcla), ya que se conocerá el caudal de agua bruta que ingresa. Por el tipo de cámara de mezcla, los gradientes generados en la misma serán superiores, cercanos a $1000s^{-1}$, lo que proporcionarían una correcta mezcla del coagulante, garantizando así que la dosis óptima determinada en los ensayos diarios (o los ensayos que sean necesario en cada jornada) efectivamente sea la correcta.

Basándose en lo anterior, en esta propuesta se decidió no aumentar significativamente la dosis máxima a preparar en planta (dosis máxima al final del periodo de previsión 130mg/L), ya que un aumento de la misma no solo ocasionaría mayores gastos sino que también se necesitaría un mayor espacio físico para almacenar producto.

13.5 Cloración

13.5.1 Introducción

Las estaciones de cloración merecen mucha atención desde la etapa de diseño, por la importancia que este proceso tiene en la producción de agua segura y por los riesgos que involucran la operación y mantenimiento de las estaciones. La planta en la actualidad cuenta con un recinto donde se encuentra todo el sistema de desinfección, donde se prepara un agua superclorada a partir de cilindros de cloro gas. El recinto se encuentra en condiciones aceptables, sin embargo, en este proyecto se planteará una nueva sala de desinfección ya que es necesario mayor superficie, la cual estará ubicada en el ala norte del taller, lugar que actualmente se utiliza como depósito. Con este nuevo recinto se podrá atender las necesidades de la ampliación de la planta y así cumplir con las exigencias que demanda esta etapa.

En el proceso de diseño de la estación de cloración, se consideran cuatro etapas:

- almacenamiento del cloro;
- sistemas de medición y control;
- sistemas de inyección;
- sistemas de seguridad.

Otros elementos accesorios que componen el proyecto son:

- las tuberías y accesorios de conducción de cloro gas a presión y en vacío;
- tuberías y accesorios de conducción de agua superclorada desde los eyectores hasta el punto de aplicación;
- un difusor para la dispersión de agua superclorada en el punto de cloración dentro de la cámara de contacto.

13.5.2 Criterios generales de diseño

En Uruguay se utiliza el hipoclorito de sodio (líquido) para pequeñas instalaciones y cloro gas para instalaciones de mayor porte. El cloro gas se suministra en cilindros de 68 Kg y 908 Kg. La presión dentro de los cilindros se encuentra entre 5,3 a 6,3Kg/cm². Los cilindros de 68Kg funcionan en posición vertical, mientras que los de 908Kg se utilizan en posición horizontal, de estos últimos también puede ser extraído cloro líquido o cloro gas. La máxima cantidad de cloro gas a extraer de un cilindro depende del tamaño del mismo y de la presión interna la que a su vez es función de la temperatura del cloro. El flujo máximo extraíble se estima en 10 kilos por °C y por día, por lo tanto a 20°C se pueden extraer 200Kg/día. Para mayores consumos se deben colocar cilindros en paralelo, y si el gasto de cloro es mayor aun, se debe extraer cloro de la fase líquida y colocar un evaporador.

En la actualidad el cloro es proporcionado en cilindros metálicos resistentes de 68 kg, en el caso de la planta Potabilizadora de Tacuarembó es utilizado en forma gaseosa. En la ampliación de la misma se propuso la utilización de cloro gas pero en cilindros de 908kg.

Los cilindros tienen las siguientes características:

- Son de acero
- Se equipan con sistemas de seguridad (válvulas, protectores)
- Se someten a pruebas de presión a intervalos regulares, de acuerdo con las normas correspondientes

El consumo de cloro necesario para la desinfección del agua se estima en 6mg/l, con un mínimo de 1,0 mg/l de cloro residual libre en la impulsión de salida (recomendaciones brindadas por técnicos de OSE). Debe preverse un almacenamiento de cloro suficiente para atender por lo menos 10 días de consumo máximo. El número de envases de cloro en uso dependerá básicamente del máximo flujo que se pueda obtener de cada cilindro.

El área de almacenamiento de cloro debe ser abierta. En el caso que se proyecte cerrada, con paredes en todo el contorno, la habitación debe ser ventilada mediante:

- Ventilación natural por medio de aberturas que deben llegar hasta el piso.
- Además de ventilación natural, debe haber ventilación forzada, producida por un extractor, dispuesto de modo de obligar al aire a atravesar a nivel del piso todo el ambiente y con capacidad para renovar todo el aire del recinto en un tiempo máximo de 4 minutos.
- Las llaves o interruptores de los equipos deben quedar del lado de afuera del recinto.
- Las salidas de ventilación deben ubicarse de tal modo que disipen las eventuales fugas de cloro a la parte externa de la casa de química (si la sala de cloración ha sido incorporada a esta estructura). Esta ventilación no debe incidir sobre la ventilación de otras áreas ni sobre áreas externas confinadas, aunque solo sea parcialmente.
- Los cilindros deben estar protegidos de la incidencia de la luz solar.

Además,

- El área de localización de los equipos cloradores debe contar con los medios de seguridad previstos para la sala de almacenamiento de cloro.
- El área de almacenamiento de cloro y la de instalación de los cloradores deben tener puertas que se abran hacia afuera, con vidrio en la parte superior, y estar dotadas de aberturas de ventilación sobre el pórtico.
- Los cilindros de 908Kg de cloro deben ser almacenados o utilizados en posición horizontal, directamente sobre una balanza.
- El control de la cantidad de cloro disponible debe ser hecho por pesaje continuo o por un dispositivo que indique la presión de los cilindros en uso.
- Las áreas utilizadas para depósito o dosificación de cloro deben contar solamente con productos químicos y equipos relacionados con la cloración. No deben utilizarse para almacenar otro tipo de materiales.

13.5.2.1 Almacenamiento

El área destinada a la cloración estará ubicada en el ala norte de lo que hoy en día es denominado como “taller”. Se modificará de tal forma que solamente se tendrá acceso desde afuera y no desde adentro del edificio central.

El espacio liberado para la adaptación de la nueva sala de cloración se dividirá en varias sub salas. Se distinguen las siguientes salas en donde se darán los diferentes procesos:

- 1) Una sala de depósito donde se ubicarán los recipientes vacíos y los de reserva. Para esto se construirá una pieza, abierta en su pared este. La entrada y salida de los cilindros se realizará por esta abertura a través de una guía suspendida (con un polipasto) la cual podrá transportar los cilindros desde el exterior hasta esta sala.
- 2) Una sala de servicio cerrada donde se ubicarán dos pares de cilindros conectados (uno operativo y otro en espera), el sistema de extracción de gas cloro incluido el swith over

y la válvula reguladora de vacío. Esta es una sala en donde el cloro gas está a presión y por tanto el riesgo de fugas es mayor que en otras salas.

- 3) Una sala de cloradores en donde el gas cloro está en vacío y por tanto tiene bajo riesgo de fugas. El sistema de dosificación de cloro estará constituido por dos cloradores (uno en funcionamiento y otro de respaldo). Los dos cloradores tendrán una capacidad de 10 kg/h. Sobre la pared interior de la sala de cloradores irá montado el eyector (se deberá contar con otro eyector adicional de reserva).

13.5.2.2 Criterios para el dimensionamiento

Es necesario conocer el consumo del producto de acuerdo con la capacidad de la planta. La información necesaria es la siguiente:

- caudal del proyecto (Q en L/s);
- dosificación esperada (dosis máxima en mg/L);
- tiempo de almacenamiento seleccionado

La ecuación de balance de masas permite diseñar, evaluar y operar estos sistemas:

$$QxD = qxC = P$$

Dónde:

- Q = caudal máximo de diseño en m³/h.
- D = dosis promedio de desinfectante en g/m³
- q = caudal de solución de cloro (l/h)
- P = peso requerido del desinfectante (g/h)
- C = concentración de la solución (g/l)

13.5.3 Sala de depósito

La capacidad del almacén debe ser suficiente para abastecer la planta por lo menos durante diez días. Adicionalmente al área necesaria para almacenar los cilindros, se deberá tener en cuenta el espacio para los pasillos o corredores que hay que dejar entre cilindros. El ancho de los corredores dependerá de la forma de transferencia del material a la sala de servicio. Por el peso que poseen los cilindros será necesario contar con un sistema de puente grúa (polipasto). Se recomienda un polipasto modelo PO2GH3-D (en el anexo, *capítulo 19.7.1* el catálogo con el equipo seleccionado) el cual tiene una capacidad de carga de 2000Kg (Figura 13.8), ya que el peso de cada cilindro lleno es de aproximadamente 1600kg. El mismo se ubicará en una guía suspendida (Figura 13.9) la cual dará la posibilidad de transportar los cilindros desde el exterior al interior del depósito y a la sala de servicio. El transporte de los cilindros se realizará a través de un control remoto que posee el sistema, por lo que el operario no realizará grandes esfuerzos para transportar dichos cilindros.

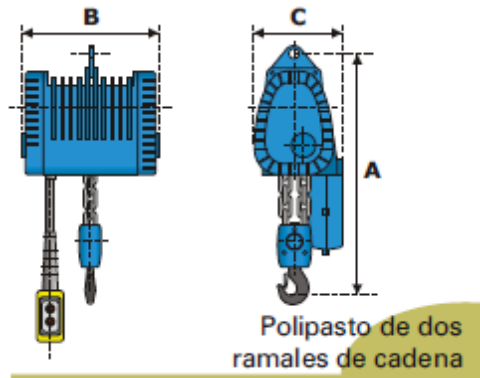


Figura 13.8. Polipasto recomendado

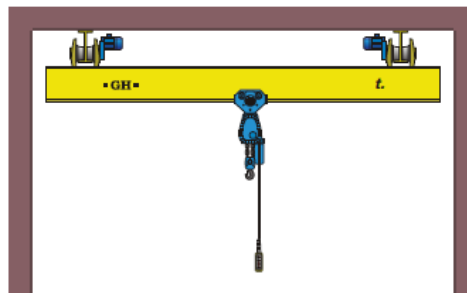


Figura 13.9. Guía suspendida recomendada

Utilizando la ecuación de balance de masa:

$$C = Q \times D_M$$

Dónde:

- Q = caudal máximo de diseño en m^3/h .
- D_M = dosis máxima, normalmente se asume igual a $6,0 \text{ g} / m^3$
- c = consumo máximo (g/h)

$$C = 1300 \left(\frac{m^3}{h} \right) * \frac{6 \left(\frac{g}{m^3} \right)}{1000} * 24(\text{horas}) = 187,2 \text{ kg/d}$$

$$C = 1872 \text{ kg en 10 días}$$

El número de envases de cloro en uso dependerá básicamente del máximo flujo que se pueda obtener de cada cilindro. Se obtiene que el máximo consumo de cloro gas es de $187,2 \text{ Kg/d}$, se recuerda que de cada cilindro de estas características se pueden extraer 200 kg al día. Estando del lado de la seguridad, se utilizarían como máximo dos cilindros en 10 días. Teniendo en depósito 4 cilindros de respaldo, en el peor de los casos, se tendría la capacidad de desinfectar el agua tratada durante un mes de manera continua e interrumpida.

De acuerdo a las dimensiones de cada cilindro se deberá contar con al menos $10m^2$ de superficie para almacenarlos. Se disponen $83m^2$ de superficie total para las diferentes salas, siendo suficiente para las mismas.

Si bien la sala será abierta en su pared este se deberán colocar dos ventiladores forzados (inyectores axiales de aire) en el techo de la sala. Se deberá dimensionar estos ventiladores para asegurar una buena ventilación de la misma. La entrada y salida de los cilindros se realizará por la abertura del depósito a la cual se le colocará un portón para evitar ingreso de personal no

autorizado. Se instalarán dos detectores de gas cloro en la cercanía de los cilindros y cerca del piso. El monitor de los sensores se instalará en la sala de operadores y monitoreará permanentemente los sensores indicando en pantalla luminosa la concentración de gas cloro de cada sensor. Deberán instalarse una alarma acústica y otra luminosa en exterior de la sala de depósito, las que se activarán cuando la lectura del detector supere las 3 ppm de cloro gas.

13.5.4 Sala de servicio

La sala de servicio será cerrada y se comunicará con la sala de depósito de cloro mediante un portón corredizo y contará con ventanas fijas de vidrio hacia el exterior. La ventilación de la sala de servicio será natural, a través de aberturas en la pared este del recinto, y forzada, debiendo tener capacidad para realizar una renovación de aire cada 4 minutos en caso de detectarse fugas, conforme a **NBR 12216**. Para ello se instalarán extractores a nivel del piso ubicados sobre dicha pared. Se preverá la entrada de aire en la parte superior de la sala mediante dampers exteriores normalmente cerrados, que se abran al funcionar los extractores (abertura automática por depresión en la sala). Las puertas serán de abertura hacia el exterior.

Se instalarán dos cilindros en la sala de servicio, ambos conectados a una línea por intermedio de flexibles. Mientras uno de los cilindros se encuentre en operación el segundo estará en espera, lleno y conectado. Esto permitirá la entrada en funcionamiento del segundo cilindro (en espera) cuando el primero haya agotado el cloro. Una vez entrado en servicio el segundo cilindro, los operadores procederán a reponer el cilindro vacío desde la sala de depósito. La operación de entrada en servicio del cilindro en espera se realizará mediante un sistema de cambio automático de envases “switch over”. Este sistema se compone de un presóstato, un panel de control y válvulas con actuadores eléctricos para cada cilindro. La conexión de los cilindros con el manifold se realizará mediante extensiones flexibles con llaves en sus extremos para evitar fugas de cloro durante el cambio de envases o el cambio de flexibles.

Se instalarán válvulas shutoff en los dos cilindros de la sala, estas válvulas se accionarán automáticamente cuando la lectura de los detectores de gas cloro en la sala supere las 5 ppm. El sistema de shutoff contará además con interruptor para accionamiento manual desde la sala de operadores. Los cilindros irán apoyados sobre balanzas electrónicas individuales. El control de la cantidad de cloro disponible se hará por pesaje. Para el ingreso de los mismos a la sala, se hará por intermedio del polipasto mencionado anteriormente. Dentro de la sala se instalarán dos detectores de gas cloro que accionarán una alarma sonora y otra luminosa que se instalará en el acceso a la sala de operadores cuando la concentración de cloro supere las 3 ppm, asimismo enviará una señal al tablero general y a través de éste al sistema SCADA. Al llegar a las 5 ppm se activará la ventilación forzada y como ya se mencionó se accionará el cerrado de las válvulas shutoff. Además se prevé la colocación de máscaras antigás con filtros de carbón con protección visual en el interior y en el exterior de la pieza. La tubería de cloro gas se recubrirá con base y terminación epoxi antiácido, previo desoxidado y desengrasado, el color será amarillo y tendrá tres líneas azules transversales cada un metro de tubería.

El cloro es altamente toxico para el organismo humano y no debe por eso inhalarse por ningún motivo, en especial por periodos prolongados. Los valores de 3ppm y 5ppm fueron fijados en base a los efectos fisiológicos que producen varias concentraciones de cloro en el aire. La Tabla 13.23 presenta algunos efectos dependiendo de las concentraciones de cloro en aire. **(Fuente: J. Arboleda Valencia).**

Dosis en el aire mg/l	
Cantidad de cloro que produce signos ligeros de envenenamiento después de varias horas de exposición.	1
Cantidad mínima que se puede detectar por el olor.	3,5
Máxima cantidad que puede ser respirada por una hora sin consecuencias graves.	4
Dosis mínima que causa irritación de la garganta.	15,1
Dosis mínima que causa tos.	30
Dosis que puede producir intoxicación grave en 30 a 60 minutos.	40-60
Dosis mortal en pocos segundos.	1000

Tabla 13.23. Efectos fisiológicos que producen distintas concentraciones de cloro en el aire (Fuente. Arboleda Valencia)

13.5.4.1 Sistema de cambio automático “switchover”

Consistirá en un sistema “switchover” en vacío que desconectará automáticamente al cilindro en servicio cuando se le agote el cloro e inmediatamente colocará en servicio al cilindro en espera. Tendrá dos entradas (cada una desde el regulador de vacío de cada cilindro) y una única salida hacia los cloradores. Se deberán instalar dos by-pass al sistema de cambio automático, uno desde cada cilindro, para permitir operar el sistema en caso de mantenimiento o mal funcionamiento del switchover. Cada by-pass será equipado con válvulas esféricas.

El sistema se instalará en la sala de servicio y enviará señal al sistema SCADA de la Planta, indicando cada vez que se agote el cilindro en servicio accionará un contacto seco que enviará la señal al SCADA de tal modo que el personal lo reponga. Una vez se realice el cambio, el soporte del cilindro tendrá otro switch que indicará en el SCADA que el cambio se ha realizado y que el equipo está a la espera del nuevo accionamiento. El SCADA deberá mostrar en todo momento y en cada instante el estado de cada uno de los cilindros y de la posición del “switchover” (en operación, en stand by lleno o stand by vacío).

13.5.5 Sala de cloradores

Para los cloradores se prevé una sala contigua a la sala de servicio. La extracción de cloro desde los cilindros se realizará mediante un sistema clorador-eyector. Sobre la pared común con la sala de servicio se montarán dos cloradores. Uno para los cilindros en funcionamiento y otro de respaldo.

El clorador que se encargue de la desinfección estará comandado por:

- la lectura del analizador de cloro residual a instalar en la tuberías de impulsión
- una dosis preestablecida a aplicar.

En la Figura 13.10 se presenta el sistema de operación del clorador propuesto para este proyecto. La operación se realizará de manera manual con la ayuda de un analizador de cloro residual en la tubería de impulsión. Este sistema permite el uso de alarmas y de cartas registradoras que indican en cualquier momento las fallas de la dosificación de cloro. Esto constituye una forma de vigilancia permanente, de mucha utilidad. Este sistema implica también

la determinación de dos parámetros por parte del operador: la demanda de cloro y caudal tratado, siendo este sistema ideal, ya que no se tiene una variación muy significativa del caudal elevado (ya se conoce cuando se dan los picos de consumo) y la operación de dicha planta es de manera continua. Se debe, o bien capacitar al personal para la manipulación de este sistema, o bien, contar con un personal entrenado solamente para esta labor.

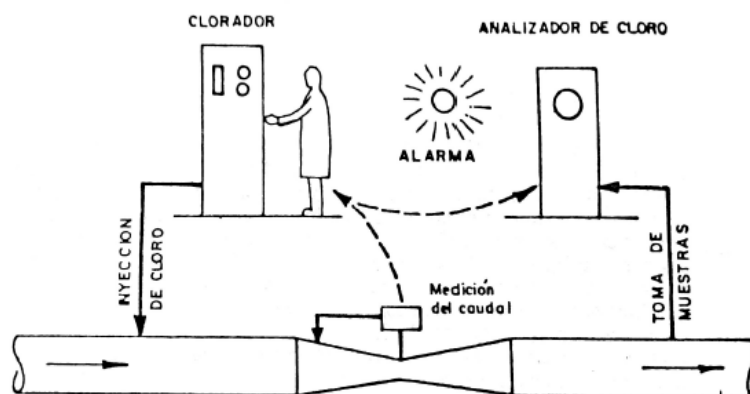


Figura 13.10. Sistema de operación del clorador propuesto (Fuente. Arboleda Valencia)

Sobre las pared opuesta a los cloradores se ubicará un Kit de emergencias tipo B (para contención de fugas de cloro en cilindros de 908 kg) y dos equipos autónomos de emergencia los que irán colgados de forma que faciliten su rápida colocación por parte del operador. La Figura 13.11 muestra el Kit utilizado por OSE para plantas que manipulan cilindros de una tonelada.



Figura 13.11. Kit de emergencias tipo B

Sobre la pared interior de la sala de cloradores se instalará un eyector. Se deberá contar con un segundo eyector de repuesto. Se instalará un vacuómetro y dos manómetros, en las tuberías que se conectan al eyector, en la de cloro gas vacío, en la de abastecimiento de agua al eyector y en la de agua superclorada respectivamente. Todos se instalarán en derivación, con válvula que permita aislarlos para mantenimiento sin afectar el funcionamiento del sistema de cloración.

13.6 Consideraciones generales del sistema de cloración

En lo referente a la cloración el proyecto busca cumplir las siguientes funciones:

- Recibir los cilindros de 908 kg llenos de cloro y retirar los vacíos por intermedio del polipasto a instalar.
- Extraer cloro gas de los recipientes
- Dosificar cloro a aplicar en el proceso de desinfección: aplicar el agua superclorada en el punto seleccionado para la desinfección.

13.6.1 Descripción de los equipos a utilizar

El Clorador, eyector, las válvulas reguladoras de presión y el switchover deberán ser suministrados por el mismo fabricante. La puesta en funcionamiento del sistema y la limpieza previa y tests de tuberías se realizarán en presencia del Ingeniero Especialista en Sistemas de Cloración designado por el fabricante, del Jefe de Obra representando al Contratista y del Director de Obra de OSE. Luego de la puesta en marcha se deberá verificar la capacidad máxima de cloración del sistema debiéndose comprobar que alcanza la capacidad requerida para la situación operativa más exigida. El sistema de suministro de cloro al agua filtrada prevé una instalación con cloradores de aplicación al vacío. Este tipo de equipo es el más confiable y seguro de operar.

13.6.1.1 Cloradores de aplicación al vacío

Un clorador de aplicación al vacío está integrado por tres componentes fundamentales: un inyector, una válvula de ajuste de la dosificación y un medidor.

El inyector. El inyector es un Venturi mediante el cual se ejerce una succión determinada, por medio del cual se succiona el cloro a través del equipo. Este inyector también sirve como cámara de mezcla entre el cloro y el agua que sirvió para ejercer el vacío.

Las condiciones hidráulicas de la bomba de agua son muy importantes, pues tanto la presión como el caudal son determinantes en el funcionamiento del inyector. Por ello es muy importante consultar las recomendaciones del fabricante, porque cada uno tiene condiciones específicas, a partir de las cuales se han diseñado los equipos. Los equipos de bombeo pueden evitarse, como es el caso del proyecto en estudio, cuando la planta cuenta con un suministro de agua con presión suficiente para el funcionamiento del inyector. Usualmente, la mínima presión necesaria es 30 metros de columna de agua (mca), más las pérdidas calculadas en la tubería de abastecimiento.

El inyector debe tener ya sea integrado en el o en forma de una válvula separada, un sistema de retención, que impida el que si por accidente, se suspende el vacío, pueda entrar agua hasta el clorador y dañarlo. En la Figura 13.12 se muestra un inyector típico.

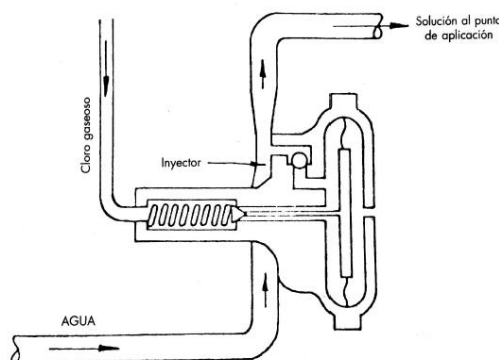


Figura 13.12. Inyector típico

Válvula de control. Las válvulas de control merecen muy especial atención, pues con facilidad se taponan con las impurezas del cloro. Para garantizar mayor confiabilidad en la operación, se recomienda especificar orificios o vástagos ranurados en lugar de las válvulas de aguja convencionales.

Medidor de caudal. El medidor de caudal es un rotámetro, un tubo de vidrio que indicará el paso del gas a través del equipo. La medición de un gas se ve afectada por las condiciones de temperatura y presión. Cuando la presión está por debajo de la atmosférica, como en este caso, el efecto es mayor. Por esta razón, el equipo cuenta con válvulas reguladoras de presión y de vacío a la entrada y a la salida del dispositivo de medición.

Operar el proceso a presiones por debajo de la atmosférica presenta una serie de ventajas que permiten que el cloro, un gas extremadamente corrosivo y venenoso, pueda ser manipulado casi por cualquier persona. Al someterlo al vacío dentro del equipo, se aprovecha este para, mediante diafragmas venteados, cerrar automáticamente todo puerto o ducto factible de ruptura al dejar de ejercer la presión debajo de la atmosférica. La presión del cloro dentro del cilindro no se requiere para la operación, porque se succiona el gas con el inyector y estas condiciones siempre van a prevalecer a lo largo del circuito dentro del equipo.

También se debe tener presente que el cloro viene de un cilindro bajo presión donde se encuentra licuado y que no se puede extraer en forma indiscriminada cuando el gas está en forma líquida dentro del recipiente, porque la presión de vapor del gas a las condiciones ambientales de temperatura producirá una velocidad de evaporación tal que se puede llegar a congelar el cilindro y su contenido.

Los sistemas con inyector son los más usados debido a que presentan las siguientes ventajas:

- Ofrecen alta precisión en la dosificación.
- No son influenciados por los cambios de temperatura.
- Son equipos durables y de costo inferior a los de alimentación o aplicación directa.

Sin embargo, debe tenerse en cuenta que para la operación de los inyectores, se requiere el suministro de agua a presión y, por lo tanto, se debe incluir un equipo de bombeo en el sistema o, como es el caso del proyecto, tomarse de la tubería de impulsión, que estará siempre a presión superior o igual a los 5 Kg/cm². (Dato suministrado por los operarios en planta).

13.6.1.2 Cilindros en operación

En el nuevo sistema de cloración el cloro será extraído de forma gaseosa desde los cilindros de almacenamiento de capacidad 908 Kg.

Se instalarán dos cilindros de una tonelada. Uno de los cilindros estará en operación y el segundo de respaldo. El cambio entre los cilindros se realizará de forma automática por un sistema denominado “change over”. A su vez, cada uno de los cilindros será apoyado sobre balanzas electrónicas. Cada balanza tendrá display digital y una señal eléctrica que indica el peso de cada unidad será enviada a un tablero general y de éste al sistema SCADA de la Usina.

En cada uno de los cilindros en operación se instalará una válvula actuada que operará cerrando la válvula del cilindro; a esta válvula se le denomina “shutoff”. El cierre de estas válvulas será comandado directamente por los operadores; para esto se instalarán pulsadores debidamente ubicados en la nueva sala de cloración.

13.6.1.3 Cloradores y eyectores a instalar

Dentro del edificio de cloración, en la sala de cloradores, se instalarán dos cloradores de los cuales uno estará operativo y el restante será de respaldo.

Capacidad requerida para el sistema de cloración

De acuerdo a las especificaciones técnicas suministradas, se implantará el sistema de cloración en un nuevo predio, para tratar un caudal de 1300 m³/h (31.200 m³/d), con una dosis media de 3g/m³ (dosis media actual) y máxima de 6g/m³.

La capacidad del sistema de cloración queda determinada a partir de la siguiente expresión:

$$c \text{ (kg/d)} = Q(\text{m}^3/\text{d}) \times D(\text{g/m}^3)/1000$$

$$c \text{ media (kg/d)} = 31.200(\text{m}^3/\text{d}) \times 3(\text{g/m}^3)/1000 = 93,6 \text{ kg/d} = 3,9\text{kg/h}$$

$$c \text{ max (kg/d)} = 31.200(\text{m}^3/\text{d}) \times 6(\text{g/m}^3)/1000 = 187,2\text{kg/d} = 7,8\text{kg/h}$$

El sistema tendrá un punto de cloración mediante un sistema de difusores (tanque de agua clara) y la dosis a aplicar se regulará mediante el clorador o rotámetro.

Se presenta la capacidad requerida para el clorador a ser instalado:

	Capacidad media (kg/h)	Capacidad máxima (kg/h)
Clorador	3,9	7,8

Tabla 13.24. Capacidad del clorador a instalar

El clorador deberá ser capaz de dosificar la dosis máxima requerida. El clorador de respaldo deberá tener la misma capacidad que la prevista para el clorador en uso.

Se deberá instalar un eyector por clorador, por lo que se contará con un eyector en funcionamiento y otro de respaldo. El vacío necesario para el funcionamiento de los cloradores es dado por el pasaje de agua a través de estos eyectores. Aguas arriba y aguas abajo del eyector se instalarán manómetros. La derivación contará con válvula esférica de ½”. A su vez se instalará un vacuómetro en la línea de abastecimiento de cloro gas.

Para el mantenimiento de los eyectores, en que no sea posible realizar el barrido hidráulico¹ cloro en solución (superclorada) dentro de la tubería, se dispondrá de dos desagües para el vaciado de la tubería de superclorada:

¹Se entiende por barrido hidráulico de superclorada a la maniobra de cerrar la válvula esférica del clorador y permitir el pasaje de agua por el eyector por un período de tiempo tal que permita la sustitución del agua superclorada por agua.

- Desagüe principal de 1" previsto en la tubería de superclorada. Este desagüe contará con válvula esférica de 1" y permite el vaciado de casi toda la línea superclorada.
- Desagüe de ½". Se podrá utilizar la derivación al manómetro ubicado aguas arriba del eyector para vaciar el tramo vertical de tubería que sale de los eyectores. Para esto, se cierra la válvula esférica de ½", se extrae el manómetro y se conecta una manguera. Al igual que en el caso anterior se deberá disponer la superclorada que se elimina en forma adecuada.

El abastecimiento de cloro en estado gaseoso a los eyectores se realizará mediante tuberías de PVC SCH80. El dimensionamiento de las líneas de conducción de cloro en estado gaseoso queda a cargo del fabricante.

En la Figura 13.13 se muestra un esquema del sistema de cloración propuesto, en la cual se detallan las distintas partes del sistema.

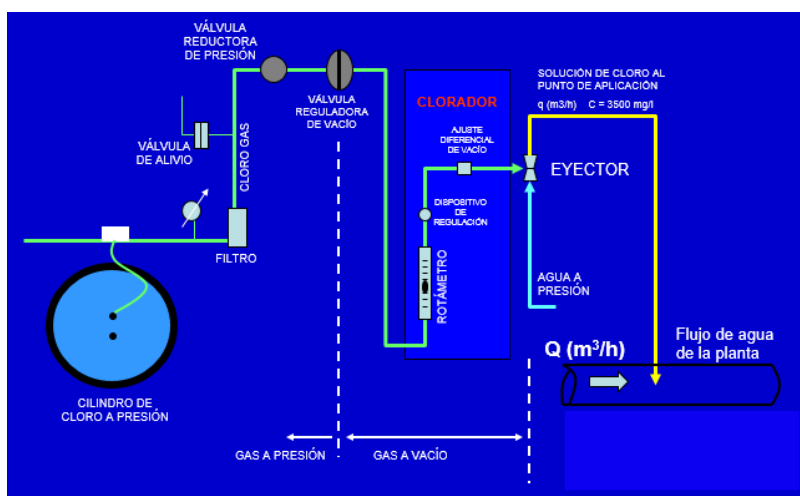


Figura 13.13. Esquema del sistema de cloración propuesto

13.6.1.4 Diseño del eyector

Los materiales que compongan el eyector deberán ser aptos para trabajar con cloro. El eyector funcionará con agua a presión que se tomará de la tubería de impulsión que estará siempre a piezométrica igual o superior a 50 m, y el agua superclorada se inyectará mediante difusores a la entrada de la cámara de contacto. El eyector deberá ser seleccionado de forma de asegurar las dosis a aplicar en todo momento y deberá contar con una válvula de retención que evite la entrada de agua a la línea de cloro gas vacío. Se instalará una válvula de retención de bola adicional que funcionará como respaldo.

Se deberá instalar en la tubería de cloro gas vacío junto al eyector un sensor de alto vacío. En caso de detectar valores de depresión superiores a los previstos, enviará una señal a la válvula reguladora de presión de modo que ésta corte el suministro de agua al eyector y otra señal de alarma al SCADA. Se deberá prever juntas para montaje/desmontaje del eyector y deberá también proyectar e instalar los soportes que sean necesarios para la sujeción del eyector y las tuberías de agua, agua superclorada y cloro gas. Para garantizar la correcta operación de los eyectores, se les debe suministrar presión y agua en cantidad suficiente. Ambos parámetros son determinados de curvas de operación de eyectores suministradas por el fabricante.

Agua para los eyectores

La preparación de la solución de agua súper clorada es realizada en los eyectores, y la concentración máxima de la misma no debe superar los 3.500mg/l, la cual es la concentración de saturación del cloro gas en el agua.

La mínima cantidad de agua requerida para preparar una solución con esta concentración, se determina por la siguiente expresión:

$$q \text{ (l/h)} = Q(\text{m}^3/\text{h}) \times D(\text{g}/\text{m}^3)/C \text{ (g/l)}$$

Dónde:

- Q = caudal máximo de diseño en m^3/h .
- D = dosis en g/m^3
- C = concentración de la solución clorada en g/l

Se tiene entonces:

$$q \left(\frac{\text{l}}{\text{h}} \right) = 1300 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) \times \frac{6 \left(\frac{\text{g}}{\text{m}^3} \right)}{3.5} \left(\frac{\text{g}}{\text{l}} \right) = 2.229 \text{ l/h}$$

Por lo tanto, usar caudales de agua mayores no ofrece problemas en la dosificación debido a que se respeta la concentración máxima de saturación del cloro en el agua.

Como se ha indicado el fabricante deberá suministrar curvas de operación de los eyectores determinadas para las dosis preestablecidas. Para el diseño de los eyectores, en este proyecto se tomó como referencia el catalogo brindado por la empresa *Hydro INSTRUMENTS* (ver catalogo en anexo, *capítulo 19.7.2*). Dicha empresa ofrece los cloradores completos, dependiendo de las necesidades de cada planta. Para la planta potabilizadora de Tacuarembó se propone utilizar un eyector con capacidad máxima de 10Kg/h (en catalogo se presenta como clorador N° de serie:700). Dicho catalogo establece que la medida estándar para el ingreso del agua es de $1^{1/4}$ " (31,75mm), en tanto para la tubería de salida del agua superclorada establece que debe de tener un diámetro de $1^{1/2}$ " (48,1mm), la cual se reducirá a una tubería de $1^{1/4}$ " (31,75mm) para seguir cumplir con las recomendaciones realizadas por la bibliografía de Arboleda Valencia, en la cual se recomienda una velocidad en esta línea de 0,90 m/s.

Para la elección de dicho eyector debe utilizarse el máximo flujo posible, o sea:

$$1300 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) \times 6 \left(\frac{\text{g}}{\text{m}^3} \right) = 7800 \text{ gr/h}$$

Desprendiéndose la elección del eyector mencionado anteriormente (clorador N° de serie:700)

En la siguiente tabla se presenta la dosis máxima a dosificar, la capacidad del eyector propuesto junto con los diámetros de entrada y de salida del agua recomendados:

Punto de aplicación	Dosis máx (gr/h)	Capacidad max. (gr/h)	Diámetro tubería de entrada (pulgadas)	Diámetro tubería de salida(pulgadas)	Diámetro tubería agua suerclorada (pulgadas)
Tanque de agua clara	7800	10.000	$1^{1/4}$	$1^{1/2}$	$1^{1/4}$

Tabla 13.25. Características del eyector propuesto

Presión requerida para el eyector

La presión a suministrar al eyector depende de dos factores:

- Caudal de agua para preparo de solución de agua súper clorada (concentración máxima 3.500 mg/l)
- Contrapresión a la que trabaja el eyector. Ésta queda determinada por: desnivel geométrico existente entre eyector y punto de aplicación de cloro, pérdida de carga localizada y distribuida entre eyector y punto de aplicación de cloro más pérdida de carga en el difusor.

La pérdida de carga distribuida en la línea de solución de agua súper clorada se determina a partir de la expresión de Hazen-Williams, con un coeficiente de rugosidad $C=100$. A su vez las pérdidas localizadas son determinadas a partir de coeficientes de pérdidas localizadas K de las distintas piezas especiales a instalar.

Para el dimensionamiento de la línea de solución de agua súper clorada, se considera que la velocidad en la tubería debe ser del orden de los 0,90 m/s (*valor recomendado por Arboleda Valencia*).

La pérdida de carga en el difusor, se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta h (m) = k \times v(m/s)^2 / (2g)$$

Dado a que el difusor será materializado por una tubería perforada, el correspondiente valor de k es de 2,75 para orificios.

Se considera que la distribución de flujo es uniforme en todos los orificios del difusor, por lo que v es la velocidad de salida por cada orificio.

Para verificar que el flujo de salida del difusor sea uniforme, se debe verificar el siguiente criterio según Richter:

$$\sum \dot{A}_{orif} \leq \dot{A}_{dif} \times 0,462$$

Donde la relación entre el área total de los orificios laterales y el área transversal del difusor deberá ser igual o inferior a 0,46 para que el desvío máximo de la descarga entre los orificios extremos sea inferior al 10 %. Este criterio conduce a velocidades de salida en los orificios de comprendidas entre 1,5 y 2,0 m/s. El agua súper clorada será conducida por una tubería de 1^{1/4}" en PVC y descargada mediante el difusor en el tanque de agua clara aguas arriba del vertedero. La longitud del vertedero será de 2m de ancho, por lo que el difusor tendrá 1,80 m de largo.

El área transversal de la tubería será de $7,9 \times 10^{-4} \text{ m}^2$. Se desea mantener una separación de centro a centro entre orificios de 8 cm, por lo que el difusor estará dotado de 20 orificios.

De manera de respetar la relación antes mencionada se procede a calcular el área total de orificios como:

$$20 \times \dot{A}_{orif} = \dot{A}_{dif} \times 0,462$$

Obteniendo un área por orificio máxima de $1,8 \times 10^{-5} \text{ m}^2$. Por eso se propone un diámetro de orificio igual a 4mm, que corresponde a un área por orificio igual a $1,3 \times 10^{-5} \text{ m}^2$, cumpliendo con lo establecido por el criterio de Richter.

Se tiene entonces la velocidad por orificio:

$$v(m/s) = Q / 20 \dot{A}_{orif} = \frac{2291}{1000} / 3600 / 20 / (1,3 \times 10^{-5}) = 2,4 \text{ m/s}$$

A continuación se presenta el cálculo de desviación de velocidades mediante el empleo de los criterios de Hudson, verificando que la desviación entre orificios extremos no supere el 10%.

Orificio	Caudal en el orificio (m3/s)	Caudal en el múltiple (m3/s)	Velocidad en el orificio (m/s)	Velocidad en el múltiple (m/s)
1	0,0000319	0,00064	2,542	0,807
2	0,0000319	0,00061	2,542	0,767
3	0,0000319	0,00058	2,542	0,726
4	0,0000319	0,00054	2,542	0,686
5	0,0000319	0,00051	2,542	0,646
6	0,0000319	0,00048	2,542	0,605
7	0,0000319	0,00045	2,542	0,565
8	0,0000319	0,00042	2,542	0,525
9	0,0000319	0,00038	2,542	0,484
10	0,0000319	0,00035	2,542	0,444
11	0,0000319	0,00032	2,542	0,403
12	0,0000319	0,00029	2,542	0,363
13	0,0000319	0,00026	2,542	0,323
14	0,0000319	0,00022	2,542	0,282
15	0,0000319	0,00019	2,542	0,242
16	0,0000319	0,00016	2,542	0,202
17	0,0000319	0,00013	2,542	0,161
18	0,0000319	0,00016	2,542	0,202
19	0,0000319	0,00013	2,542	0,161
20	0,0000319	0,00010	2,542	0,121

Orificio	β_i	1 / raíz β_i	Velocidad en el lateral (m/s)	Caudal correj. En el orificio (m3/s)	Diferencia	$\frac{q_{m\acute{a}x} - q_{m\acute{i}n}}{q_{med}}$
1	1,49069	0,819042	0,124599	0,00000157	-0,00003038	3,1%
2	1,48185	0,821482	0,124970	0,00000157	-0,00003037	
3	1,47346	0,823817	0,125326	0,00000157	-0,00003037	
4	1,46552	0,826044	0,125665	0,00000158	-0,00003037	
5	1,45804	0,828161	0,125987	0,00000158	-0,00003036	
6	1,45101	0,830165	0,126291	0,00000159	-0,00003036	
7	1,44444	0,832052	0,126578	0,00000159	-0,00003035	
8	1,43832	0,833821	0,126847	0,00000159	-0,00003035	
9	1,43265	0,835469	0,127098	0,00000160	-0,00003035	
10	1,42743	0,836993	0,127330	0,00000160	-0,00003034	
11	1,42267	0,838393	0,127543	0,00000160	-0,00003034	
12	1,41837	0,839665	0,127737	0,00000161	-0,00003034	
13	1,41451	0,840808	0,127910	0,00000161	-0,00003034	
14	1,41111	0,841821	0,128065	0,00000161	-0,00003034	
15	1,40816	0,842701	0,128198	0,00000161	-0,00003033	
16	1,40567	0,843449	0,128312	0,00000161	-0,00003033	
17	1,40363	0,844061	0,128405	0,00000161	-0,00003033	
18	1,40567	0,843449	0,128312	0,00000161	-0,00003033	
19	1,40363	0,844061	0,128405	0,00000161	-0,00003033	
20	1,40204	0,844539	0,128478	0,00000161	-0,00003033	
	$\Sigma(1/\text{raiz}\beta_i)$	16,710				

Tabla 13.26. Resultados parciales, aplicando el criterio de Hudson

Se comprueba que efectivamente, luego de dos iteraciones se tiene una desviación de un **7,1%**, cumpliendo con lo recomendado, menor al 10%.

En lo siguiente se presenta la planilla de cálculo utilizada para determinar el requerimiento hidráulico necesario para el correcto funcionamiento del eyector:

CLORADOR PROPUESTO (Hydro INSTRUMENTS)

Dosis máxima	6,0	g/m3
Consumo máximo	7,8	kg/h
	187,2	kg/d
Caudal mínimo para eyector	2291	l/h
(estimado)	2,291	m3/h
Eyector propuesto	10	Kg/h
<u>Cálculo a contrapresión</u>		
Altura geométrica		
Cota llegada(m)	133,8	
Cota salida(m) (Cota de terreno+2m) estimado	133,15	
H- geométrica (m)	0,65	
<u>Altura por fricción PVC</u>		
Tubería agua súper clorada	1 ^{1/4} ”	pulgadas
C	100	
v	0,81	m/s
L tubería agua súper clorada	18	m
ΔH distribuida	0,93	m
ΔH localizada	0,12	m
ΔH total	1,1	m
<u>Pérdida difusor</u>		
Orificios en rama	20	unidad
Distancia entre orificios	0,08	m
Q orificio	0,115	m3/h
D orificio	0,4	cm
vel orificio	2,40	m/s
Σ Áorif/A	0,45	
k	2,75	

ΔH difusor	0,80	m
<u>Pérdida de carga en manifold</u>		
Tubería manifold	1	pulgadas
Longitud (estimada)	2	m
v	1,26	m/s
j	0,18	m/m
ΔH total	0,40	m
CONTRAPRESIÓN ($\Sigma \Delta H$ TOTAL)	2,95	m
	0,295	kg/cm ²
	4,2	PSI

Abastecimiento de agua para el eyector

El agua para abastecimiento del eyector derivará de la línea de impulsión de agua tratada mediante una tubería en PVC de 1^{1/4"} (31,75mm) de diámetro de manera de verificar una velocidad máxima en la tubería de 0,81 m/s. La tubería de abastecimiento del sistema de cloración contará con una llave de paso, que no deberá permanecer cerrada en condiciones normales de servicio. La presión en el punto de conexión estará siempre a presión superior o igual a los 5 Kg/cm².

Se procede a calcular la pérdida de carga en la tubería de abastecimiento de modo de verificar que la presión que llega al eyector cumple con las condiciones preestablecidas en el apartado anterior.

PIEZAS (TUBERÍA Φ 1^{1/4"})			
	DIAMETRO (pulgadas)	CANTIDAD	K
Ferrúl	1 ^{1/4"}	1	0,5
Codo 90 aguas arriba eyector	1 ^{1/4"}	5	1,13
Llave de paso aguas arriba eyector	1 ^{1/4"}	1	0,25
ΔH localizada	0,21	m	

Tabla 13.27. Pérdida de carga localizada en la tubería de abastecimiento de agua para el eyector

Altura por fricción PVC

Tubería agua	1 ^{1/4} ”	pulgadas
C	100	
J	0,0504	m/m
v	0,81	m/s
L tubería (estimado)	37	m
ΔH distribuida	1,865	m
ΔH localizada	0,21	m
ΔH total	2,1	m

Tabla 13.28. Pérdida de carga total en la tubería de abastecimiento de agua para el eyector

Cota tubería de impulsión: 132m

Cota llegada eyector (cota de terreno +2m): 133,15m aprox.

ΔH geo: 1,15m

$$\Delta H = \Delta H_{\text{geo}} + \Delta H_{\text{tot}} = 3,25\text{m}$$

Por lo tanto la presión de llegada al eyector será la diferencia entre 50 mca (presión mínima en la toma de agua) entre el ΔH calculado anteriormente, o sea, 46,75 mca o 4,68 kg/cm²; se tiene entonces que el sistema cumple con las condiciones hidráulicas para el correcto funcionamiento del eyector, ya que se recomienda que la presión mínima para tener un correcto funcionamiento del eyector sea de 3 kg/cm².

13.6.1.5 Conducción y aplicación de agua superclorada

El agua superclorada se conducirá desde el eyector y se aplicará en la cámara de contacto, ver Plano 12 “Dosificación de productos químicos”. Se construirán canales de hormigón para albergar las tuberías de agua superclorada desde la Sala de Cloradores hasta el punto de aplicación. Los tramos de tubería entre estos canales y el punto de aplicación que se encuentran fuera de los mismos se deberán proteger de la luz solar.

La aplicación del agua superclorada se realizará mediante difusores de igual material y diámetro que la conducción de agua superclorada. El mismo tendrá una longitud igual 1,80m. Se instalarán a 1m sobre el fondo del tanque de agua clara en sentido transversal al flujo. El difusor contará con orificios de 4mm de diámetro, separados 8 cm y enfrentados con el flujo de agua.

Tubería

La tubería será de PVC, de 1^{1/4}” (31,75 mm) de diámetro. Las llaves que se instalarán en los tramos inicial y final de la tubería serán del mismo material de la tubería. La ubicación de las llaves se indica en el Plano 12 “Dosificación de productos químicos”, siendo que la llave próxima al punto de aplicación se instalará en una cámara de mampostería de 25cm x 25 cm. En la tubería de impulsión se instalará un analizador de cloro para medición continua, con una salida para ser conectada al SCADA.

Ductos y soporte de tuberías

Los tendidos de tuberías de agua superclorada entre la sala de cloración y el punto de aplicación se realizarán dentro de canales que podrán ser construidos in situ o de hormigón prefabricado. Los canales se conformarán por un canal rectangular con losetas de hormigón que deberán poseer elementos para su remoción. El piso de los canales deberá tener pendiente mínima del

2% y se deberá drenar hacia el sistema de desagües de la usina mediante las tuberías y registros que resulten necesarios.

Difusor

La aplicación de cloro en solución se realizará mediante un difusor de 1^{1/4"} (31,75 mm) de diámetro. El difusor consiste en un tubo perforado, que estará materializado con una tubería de igual material y diámetro que la tubería de cloro en solución (PVC).

13.6.1.6 Control y seguridad

Control de cloradores

El control del clorador se realizará en forma manual o automática. En el caso del automatismo, básicamente serán dos las señales de control del proceso: caudal de agua a clorar y cloro residual resultante de la cloración. El caudal a medir de agua a clorar se realizará mediante el macromedidor instalado en la tubería en FD DN 500mm aguas arriba del pozo de toma. La lectura del analizador de cloro residual se deberá medir en las tuberías de impulsión.

Detectores de fugas y sistemas de alarmas

El detector de cloro gas se compondrá de sensores de fuga de cloro gas, dos en la sala de servicio y uno en la sala de almacenamiento. El detector enviará lectura continua al SCADA y en caso de detectar niveles de cloro superiores a 3 ppm activará una alarma acústica y otra lumínica y enviará señal de alarma en la pantalla del SCADA. El monitor indicará en forma continua la concentración de gas cloro de cada sensor en una pantalla luminosa. Asimismo enviará señal de lectura al SCADA.

Seguridad personal

Todos los equipos de seguridad personal a suministrar deberán cumplir la Norma Europea o equivalente para equipos de protección individual. Cada equipo deberá incluir un folleto informativo para su uso. Se deberá suministrar un KIT B para contención de fugas de cloro en los cilindros. El Kit será construido conforme al diseño del Instituto de Cloro de Estados Unidos.

Alarmas

La sirena de la alarma acústica se instalará en la pared exterior del local, entre las puertas de acceso de la sala de servicio y de almacenamiento. Las señales lumínicas serán dos, una sobre la puerta de acceso a cada sala, encendiéndose en caso de fuga solamente la señal correspondiente. Además cada vez que suene una alarma se indicará un aviso en la pantalla del sistema SCADA indicando cual sensor detectó la fuga y los niveles de cloro en el ambiente (ppm).

Respirador autónomo

Se deberán suministrar dos equipos respiratorios autónomos completos, con estuche, arnés, máscara facial y tanque de aire para 30 minutos. Deberán contar con manómetro en el cuello del cilindro. Los equipos serán para operar a presión y demanda. Los tanques serán de aluminio liviano revestido de fibra de vidrio o kevlar, contarán con manómetro en el cuello del cilindro. Deberán ser de color verde inglés con franja amarilla de 3 cm de espesor en zona cercana al cuello y una cruz blanca en el cuello del mismo. Se proveerá un tanque adicional para cada respirador.

Máscara antigás

Se deberán suministrar 4 máscaras antigás tipo cubierta facial con filtro químico para gases ácidos, de aproximadamente 350 cm³. Junto con las máscaras se suministrarán 8 filtros de repuesto. El filtro químico deberá cumplir la norma EN-141 o equivalente. Se suministrarán 8 filtros de repuesto para las máscaras antigás. Traje y guantes protectores para productos

químicos. Se deberán suministrar 4 trajes enterizos con capucha impermeable para productos químicos y 8 pares de guantes para manejo de productos químicos.

Ducha y Lavaojos

El cabezal de la ducha deberá ser capaz de entregar un mínimo de 75,7 litros por minuto durante 15 minutos a una velocidad tal que no produzca daños al usuario. El cabezal debe estar situado a una altura de 208,3 cm y no mayor a 243,8 cm medidos desde la superficie donde el usuario está. La forma del flujo de agua debe tener un diámetro mínimo de 50,8 cm a 152,4 cm de altura medido desde la superficie donde se para el usuario. El centro del flujo de agua debe estar a un mínimo de 40,6 cm de la pared y un máximo de 60,9 cm. La válvula de control debe permitir el flujo de agua permanentemente sin necesidad de ser operada por el usuario, debe permanecer activada hasta que otra persona la cierre. Debe ser simple de operar y debe tomar un tiempo de 1 segundo o menos en ir de la posición cerrada a abierta. Debe ser resistente a la corrosión.

El cabezal del lavaojos debe estar provisto de un accesorio que controle el flujo de agua hacia ambos ojos en forma simultánea a una velocidad tal que no produzca daños al usuario. Debe estar protegido de contaminantes con tapas con tal que su retiro no requiera la intervención del usuario. El cabezal de lavaojos debe ser capaz de entregar un mínimo de 1,5 litros por minuto durante 15 minutos. La unidad debe estar situada con el cabezal a no menos de 83,8 cm y no más de 114,3 cm desde la superficie donde se para el usuario, ya una distancia mínima de 15,3 cm desde el muro u obstrucción más cercana; debe estar diseñada para entregar espacio suficiente para que ambos ojos permanezcan abiertos con la ayuda de las manos del usuario mientras el agua fluye hacia los ojos.

Ventilación

La ventilación en las salas de servicio y depósito deberá ser capaz de renovar totalmente el aire de cada sala en un en 4 minutos (**norma NBR 12216**). Se realizará mediante extractores a nivel de bajo piso y entradas de aire que se dimensionarán y se construirán a nivel de techos.

Ventilación en operación normal

La ventilación se activará manualmente desde llaves a instalar junto a las puertas de acceso en el exterior de ambas salas. Se tendrán dos extractores en sala de servicio y dos en sala de depósito.

Ventilación durante fugas

En caso de detección de fugas en los sensores, la ventilación se activará automáticamente en su capacidad máxima.

14 DESAGÜES

14.1 Descripción general

A continuación se describe el sistema de desagües de la Planta Potabilizadora. Para el diseño se tuvo en cuenta el sistema de desagües existentes en la planta actual, el cual junto con el nuevo sistema de desagües correspondiente a la ampliación se dirigirá a una etapa final de tratamiento de lodos. En la actualidad los desagües de la planta son vertidos en el río Tacuarembó Chico, aguas abajo de la obra de toma. En este informe se describe el diseño de los desagües correspondientes a la nueva línea de tratamiento.

La nueva línea de tratamiento contará con varios puntos de descarga, de forma de lograr un correcto funcionamiento de las unidades de la planta. Las unidades de floculación, sedimentación y filtración deberán contar con los desagües correspondientes para su vaciamiento, así como la extracción de lodos generados en la sedimentación. A continuación se describe para cada etapa el sistema de desagüe previsto.

1. Floculadores: desagüe para vaciamiento de las unidades
2. Canal de agua floculada: desagüe para vaciamiento
3. Sedimentadores: desagüe para vaciamiento
4. Sedimentadores: extracción de lodos
5. Filtros: desagüe del agua de lavado de los filtros y del agua filtrada al desagüe.

Según lo explicado en el capítulo de tratamiento de lodos (capítulo 15), los lodos generados en el proceso de potabilización, serán conducidos hacia un tanque pulmón, para luego ser conducidos a una etapa de espesado del lodo. Por otro lado, el agua proveniente del lavado de filtros y del agua filtrada al desagüe, serán conducidos hacia un tanque de acumulación, para luego ser clarificados.

14.2 Sistema de vaciamiento en la Floculación

14.2.1 Vaciamiento de la unidad de Floculación hidráulica

Para la etapa de floculación hidráulica, se previó el vaciamiento de la unidad mediante la apertura de una válvula de compuerta, la cual se ubica en un extremo del canal. A su vez, se le asigna una pendiente al canal, y se diseña un orificio en la parte inferior de las chicanas que se encuentran en contacto con el fondo de la unidad, de forma que permita el flujo de agua por el fondo del canal en el momento de vaciado.

El canal se diseñó con una pendiente de 2.6 %, y el orificio para las chicanas inferiores se diseñó cuadrado, de 10 cm de lado. El agua es conducida hacia una cámara de desagüe mediante una tubería de PVC de 250 mm de diámetro.

A modo de contar con una aproximación del tiempo de vaciado de la unidad de floculación, se considera la ecuación de descarga a través de un orificio, deducida a partir de las ecuaciones de continuidad y de Bernoulli.



$$v_2 = S_1 \sqrt{\frac{2gh}{S_1^2 - S_2^2}}$$

Si $S_1 \gg S_2$ y H es la altura inicial en el instante $t=0$, integrando la siguiente ecuación diferencial:

$$-S_1 dh = S_2 v_2 dt$$

Se obtiene:

$$t = \frac{S_1}{S_2} \sqrt{\frac{2H}{g}}$$

Donde t es el tiempo que tarda el depósito en vaciarse por completo.

Para una tubería de salida de 250mm de PVC, el tiempo estimado de vaciado para el floculador hidráulico es de 5 min.

14.2.2 Vaciamiento de unidades de Floculación mecánica

La descarga de las unidades de floculación mecánica será por una válvula de compuerta ubicada en el inferior de cada unidad (ver plano 11 “Desagües”), que descargará hacia una tubería de PVC de 250 mm de diámetro. Realizando el mismo cálculo que para el floculador hidráulico, el tiempo de vaciado de cada unidad es de 5 min.

14.2.3 Desagüe del canal de agua floculada

Para contar con la posibilidad de desagotar el caudal de agua floculada, el cual conduce el agua proveniente del floculador hidráulico hacia los sedimentadores, se previó una válvula de compuerta que permita desagotar la unidad. El agua descargará en una tubería de PVC de diámetro 250 mm, para ser conducida a la misma cámara que se conduce el agua de los floculadores. El tiempo de vaciado del canal es de 1 min.

14.3 Sedimentadores, sistema de vaciamiento

Las unidades cuentan con una pendiente de fondo de forma de conducir el agua hacia una tubería de PVC de 315 mm, ubicada en el extremo inicial de los sedimentadores. El tiempo de descarga de cada sedimentador es de 20 min, y siendo el volumen total de agua a vaciar de cada sedimentador de 150 m³, el caudal por la tubería será de 450 m³/h, y la velocidad de 1,6 m/s.

La tubería conducirá el agua de los sedimentadores hacia la cámara donde descarga el agua de los floculadores.

Cada sedimentador será provisto con una válvula de cierre con vástago y volante ubicado en las pasarelas de acceso superiores de los sedimentadores.

14.4 Sedimentadores, extracción de lodos

El sistema de extracción de los lodos generados en los sedimentadores se proyecta con el sistema patentado *Leopold®CT2®Submerged Sludge Collector* comercializado por Xylem Inc. (ver en anexo, capítulo 19.8.1).

El sistema consiste en una manguera flexible que se conecta a una tubería móvil de acero inoxidable de 3” sobre riel, la cual succiona los lodos depositados en el fondo, de manera continua o temporizada según cómo se programe. La manguera flexible se conecta a su vez a una tubería rígida para conducir los lodos fuera de la unidad.

Cada una de las tuberías (de cada sedimentador) se une a una tubería en común de PVC de 315 mm de diámetro, la cual en sentido transversal a los sedimentadores conduce los lodos hacia

una cámara. A la salida de cada tubería de recolección de lodos de los sedimentadores se prevé la colocación de una válvula de cierre. Se prevén dos sistemas de recolección por cada sedimentador.

14.5 Filtros, desagüe del agua de lavado y del agua filtrada al desagüe

EL agua de lavado pasa a contracorriente por el manto filtrante y descarga en las canaletas de recolección. Las canaletas descargan en un canal ubicado debajo de la entrada del agua al filtro, de 2,6 m de altura, 0,5 m de ancho y 2,2 m de largo (el ancho de los filtros). El canal conduce el agua hasta una tubería de PVC de 400 mm de diámetro, hacia una cámara ubicada próxima a los filtros exteriores de la planta existente. En este punto se une el desagüe de los filtros nuevos con los viejos, para ser conducidos al tanque de acumulación de agua de lavado. (Ver plano 11 “Desagües”)

En cuanto al agua filtrada al desagüe, se prevé una compuerta que comunique el fondo del filtro, en donde se deposita el agua filtrada, con el compartimiento del agua de lavado, de forma de descargar el agua filtrada al desagüe por el sistema de desagüe del agua de lavado.

15 TRATAMIENTO DE LODOS

15.1 Introducción

Durante los procesos de potabilización se generan residuos que pueden producir un impacto negativo en el ambiente. En este contexto, la problemática de los residuos generados en la Planta Potabilizadora, tanto desde el punto de vista cuantitativo como cualitativo, representa un serio desafío, procurando una adecuada disposición de los residuos generados tendiente a cumplir la legislación vigente.

Los lodos generados en las plantas son clasificados como residuos sólidos (según decreto 182/013, que reglamenta la Ley General de Protección del Medio Ambiente N° 17.283), por lo tanto deben ser debidamente tratados y dispuestos, evitando posibles contaminaciones. Además del impacto en los cuerpos receptores, los lodos de las plantas pueden generar riesgos a la salud humana, debido a la presencia de agentes patógenos y de metales pesados. El creciente aumento del uso de auxiliares a la coagulación, floculación (polímeros, etc.) deben ser tenidos en consideración, dado que se ha demostrado la acción tóxica de algunos polielectrolitos en algunos organismos acuáticos. Los principales efectos adversos de estas sustancias asociados al vertido en cursos de agua fueron: adsorción en los bronquios de los organismos llegando a la sofocación y al enlentecimiento en el crecimiento de las algas, perjudicando la biota acuática.

15.2 Cantidad y características de los residuos

15.2.1 Consideraciones iniciales

En general los residuos generados en las plantas provienen de la limpieza y descarga de los sedimentadores, y del agua proveniente del lavado de los filtros. En términos volumétricos, la mayor cantidad proviene del lavado de los filtros; mientras que en términos máscicos, la mayor cantidad de lodo es producido en la sedimentación.

Cada línea generadora de residuos presenta características distintas en términos de caudal y concentración de sólidos, por lo tanto se deberá tratar de forma diferente cada residuo.

Las características de los residuos dependen de la calidad del agua bruta, de la tecnología del tratamiento, de las características de la coagulación (tipo y dosis de coagulante), uso y características de los polímeros ayudantes en la floculación, del uso de carbón activado en polvo (PAC), del método de limpieza de los sedimentadores, del tipo de lavado de los filtros, de la habilidad de los operadores y del grado de automatización de los procesos y operación de la planta.

15.2.2 Estimación del volumen de lodo

Según la AWWA en plantas convencionales, el caudal de descarga de residuos proveniente de un sedimentador varía entre el 0,1 y el 3% del caudal de agua clarificada en esa unidad. Por otro lado, el volumen de agua de lavado de filtros puede variar entre el 1 y el 5% del volumen tratado diariamente.

Utilizando los datos y las ecuaciones correspondientes para los lodos generados en los sedimentadores (capítulo 8.5):

Turbiedad del agua bruta (NTU)	23,5
Color del agua bruta (unid.Pt-Co)	49
Dosis de Sulf. Al (mg/l $\text{Al}_2(\text{SO})_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$)	120
K (18 H_2O)	0,23

Tabla 15.1 Parámetros para el cálculo del volumen de lodos

$$S = \frac{0,2 * Color + 1,3 * Turbiedad + k * Dosis}{1000}$$

S (kg Sól sec / m3 ag. trat)	0,068
------------------------------	-------

Además:

$$M_L = \frac{\eta SQ}{C}; V_L = \frac{M_L}{\delta_L}; \delta_L = 1 / \left(\frac{C}{\delta_s} + \frac{1 - C}{\delta} \right)$$

Dónde:

- M_L = Masa de lodos (kg lodo/hora)
- η : Rendimiento del Sedimentador (se adopta $\eta=1$)
- Q : Caudal (m^3/h)
- C : Concentración de solidos secos en el lodo (Kg s.secos/Kg lodos)
- V_L : Volumen de lodos (m^3 de lodo/hora)
- δ_L : Densidad del lodo (Kg lodo/ m^3 de lodo)
- δ_s : Densidad de solidos secos (Kg/ m^3): 1300-2300
- δ : Densidad del agua (Kg/ m^3)

Caudal (m^3 / h)	1300
δ (densidad del agua)	1000
δ_s (Kg solidos secos / m^3 lodos)	1800
C (Kg S.Secos / Kg lodos)	0,012
η (rendimiento del sedimentador)	1
δ_L (Kg lodos / m^3 lodos)	1005
M_L (Kg lodos/hora)	7367
V_L (m^3 lodo/hora)	7.3

Tabla 15.2 Volumen de lodos total. Resultados

15.3 Sistema de tratamiento

Como ya se explicó anteriormente, se debe diferenciar entre el tratamiento de los lodos provenientes de los sedimentadores y el del proveniente de los filtros.

En ese sentido, para los **lodos generados producto de la clarificación** (coagulación, floculación, sedimentación), las diferentes bibliografías recomiendan etapas de **espesado y deshidratación**, para lograr condiciones óptimas para la disposición final ambientalmente sustentable.

El espesamiento puede ser por gravedad, por flotación o por espesadores mecánicos. La deshidratación puede realizarse por medio de lagunas, lechos de secado, centrifugas, filtros prensa, entre otros.

Para los lodos provenientes de la sedimentación debe preverse en primer lugar un tanque de recepción de lodos (tanque pulmón). Este tanque debe contar con un agitador, de modo de homogenizar el lodo que llega al tanque. Del tanque se deberá bombear continuamente un caudal constante. El tanque también proporciona un volumen extra para el almacenamiento de los lodos frente a cualquier eventualidad. El lodo es enviado posteriormente desde el tanque de recepción hacia una unidad de espesado.

Por otro lado, para los **lodos de baja concentración provenientes del lavado de filtros**, la bibliografía propone la **clarificación y recirculación**. El agua de lavado de filtros es conducida a un tanque para su clarificación, donde ocurre una sedimentación parcial, siendo los sedimentos producidos conducidos en forma conjunta con los demás lodos de la planta hacia un tanque de recepción (tanque pulmón).

Previo a estas etapas, es necesario acondicionar el lodo permitiendo que libere la mayor cantidad de agua. Usualmente son utilizados polímeros catiónicos, aniónicos, o no iónicos para el acondicionamiento.

15.4 Diseño de las unidades

15.4.1 Tanque Pulmón

A los efectos de posibilitar un funcionamiento continuo de las unidades de espesado y deshidratación, así como proporcionar un volumen extra para el almacenamiento de los lodos frente a cualquier eventualidad, se proyectó un tanque pulmón de lodos. Para su diseño se previó un tiempo de retención hidráulico de 20 horas. Teniendo en cuenta el volumen de lodos total calculado para todos los lodos generados en los sedimentadores ($V_L = 7.3 \text{ m}^3_{\text{lodo}}/\text{h}$), se obtiene un volumen útil de 150 m^3 . Las dimensiones del mismo se expresan en la Tabla 15.3.

Altura (m)	5,0
Diámetro (m)	6,0

Tabla 15.3. Dimensiones del tanque pulmón de lodos

Desde este tanque, se impulsarán los lodos hacia un espesador de gravedad.

15.5 Espesador

Se proyectó un espesador de lodos por gravedad. Este tipo de unidades son utilizadas en diferentes países, siendo su funcionamiento ampliamente difundido. La alimentación puede ser de forma continua o tipo batch. El espesador diseñado para este proyecto es circular y de alimentación continua, con barredor de fondo (ver Figura 15.1). El lodo ingresa en el centro de la unidad, donde es distribuido radialmente. El líquido sobrenadante se retornará al inicio del sistema, siendo previamente clarificado al igual que el agua efluente de lavado de filtros.

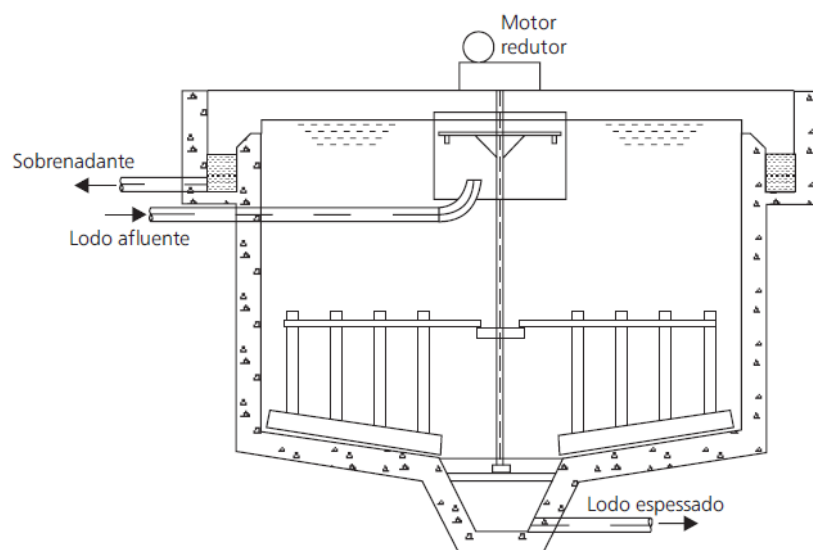


Figura 15.1 Esquema de espesador de lodos por gravedad

El principal parámetro para el diseño del espesador de gravedad es la tasa de aplicación (o de carga) de sólidos (TCS). Este parámetro define el flujo de sólidos aplicado por unidad de área útil (en planta) del espesador. Se expresa en términos de masa seca (kg) de sólidos suspendidos totales aplicados por unidad de tiempo (día), por unidad de área (m^2) de espesador ($kgSST/m^2.d$). El valor de TAC recomendado por la bibliografía, y que fue utilizado en el diseño fue de $30 kgSST/m^2.d$, lo cual representa $70 m^2$ de superficie.

SST (kg/m^3 agua tratada)	0.068
Q (m^3/h)	1300
SST(kg/h)	88.4
SST(kg/d)	2121.6
TAC ($kgSST / m^2.d$)	30
Área (m^2)	70
Diámetro (m)	9.4
h útil (m)	3.5

Tabla 15.4 Parámetros para dimensionado de espesador por gravedad

15.6 Unidad de Deshidratación

El lodo espesado será bombeado hacia una unidad de deshidratación. Se proyectó efectuar la deshidratación de lodos mediante un filtro de bandas. El filtro de bandas tiene básicamente dos operaciones: la primera es la aplicación de presión sobre el lodo, y la segunda consiste en la filtración del agua contenida en la masa. En la Figura 15.2 se observa un esquema que ilustra el fenómeno.

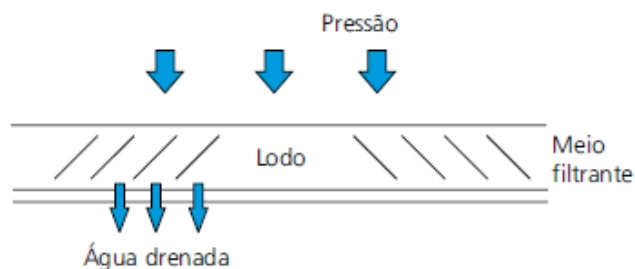


Figura 15.2 Esquema de operación de filtro de bandas

Di Bernardo recomienda para el diseño del filtro de bandas una capacidad de 80 a 120 kgSST/h por metro de ancho de banda. Por lo tanto se estaría dentro de los parámetros recomendados utilizando un filtro de 1 m de ancho de banda.

15.7 Disposición final de lodo seco

Se propone finalmente transportar los lodos deshidratados a un sitio de disposición final seguro, siendo una alternativa posible el uso del relleno sanitario de la ciudad, siendo a final de período aproximadamente 2000 kgSS/d.

15.8 Clarificación de lodos de baja concentración

Como ya se mencionó, para los lodos provenientes del agua de lavado de filtros, así como para el excedente del filtro de bandas, se previó su tratamiento mediante clarificación y recirculación de los mismos. Los generados en esta clarificación serán enviados al tratamiento de lodos de mayor concentración.

Se estima para final de período un volumen de agua proveniente del lavado de filtros de 900m³/d (3% del volumen tratado).

El agua efluente del lavado de filtros será conducida hacia un tanque de acumulación y regulación con un tiempo de retención de 12 horas. Las dimensiones de ese tanque de base cuadrada se expresan en la Tabla 15.5.

TRH (h)	12
volumen (m3)	450
altura (m)	4.5
área (m2)	100
lado (m)	10

Tabla 15.5 Dimensiones de tanque de acumulación de agua de lavado

El agua de ese tanque es elevada a un sedimentador de flujo laminar. Este sedimentador se diseñó de igual forma que los sedimentadores de placas planas proyectados en este informe. Las dimensiones calculadas fueron: ancho B = 1.5 m, largo L = 3.6 m, y una altura H = 4.1 m. En la Tabla 15.6 se expresan los resultados del diseño.

TS (m/h)	7
A placas (m2)	5
B (m)	1.5
L placas	3.6
l placas (m)	1.2
Theta (°)	60
L(m)	4.2
T (min)	35
V (m3)	22
H (m)	4.1

Tabla 15.6 Dimensiones del clarificador de lodos de baja concentración

El agua así clarificada podría recircularse hacia la mezcla rápida inicial para ser tratada o bien podría ser vertida al río. Se optó por verter el agua clarificada al río, aguas debajo de la obra de toma, ya que la recirculación hacia la mezcla rápida implicaría la introducción de otro sistema de bombeo.

El lodo extraído de esta unidad de sedimentación es conducido hacia el Tanque Pulmón de Lodos para su posterior espesado, tratamiento y disposición final.

16 DEFENSA ANTE INUNDACIONES

Como se observó en los resultados del modelo hidrodinámico, el abastecimiento de agua potable a la población de Tacuarembó se suspendería para tormentas de período de retorno de 50 años y mayores.

En la actualidad existe un terraplén como defensa ante inundaciones. La cota de coronamiento de este terraplén fue determinada de forma que coincida con la cota máxima de agua correspondiente a una tormenta de enero de 1998. Según lo determinado en la modelación hidrodinámica esta tormenta corresponde a un período de retorno de entre 10 y 50 años. El terraplén actual tiene una longitud de 135 m. La cota de coronamiento es 132.10 m y la cota de terreno más baja en la zona que ocupa el terraplén es 130.10 m.

Se propone como solución a los posibles problemas de inundación, la ampliación del terraplén existente, llevando su cota de coronamiento de 132.10 m a 133.15 m. Esta última cota corresponde a un período de retorno de 500 años, según lo determinado en el modelo. La DINAGUA establece en el documento *Inundaciones urbanas: Instrumentos para la gestión de riesgo en las políticas públicas*, que las plantas de potabilización deben estar protegidas de inundaciones con período de retorno no menor a 500 años.

El terraplén propuesto tiene 190 m de largo, un ancho de coronamiento de 3 m, un talud interior con una relación 1V:1.15H y un talud exterior con una relación 1V:1.5H. Se recomienda la fundación del terraplén 30 cm por debajo del terreno natural. En la Figura 16.1 se presenta un corte del terraplén para la sección de mayor altura.

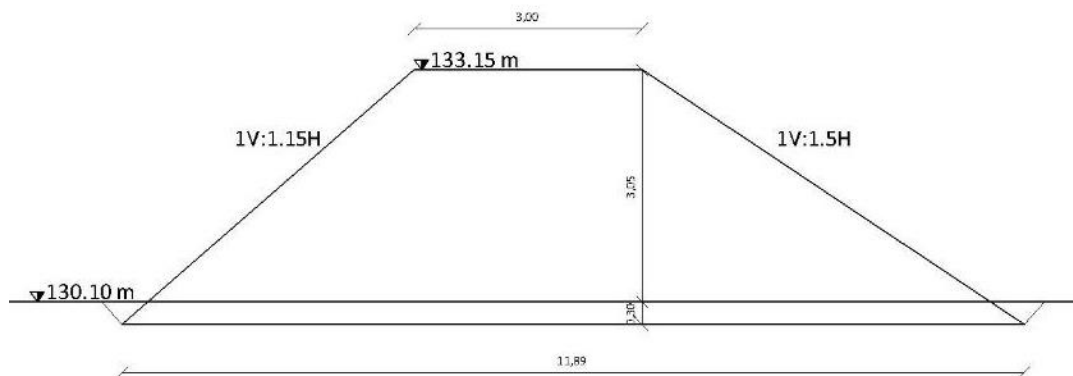


Figura 16.1. Corte del terraplén con las modificaciones proyectadas.

Se calculó el volumen de tierra necesario para la construcción y se estimó el costo del mismo. Se propone utilizar el terraplén existente como parte del terraplén a construir, por lo que para determinar el volumen de tierra necesario se restó el volumen de tierra del terraplén existente al volumen del terraplén que se propone.

En la Figura 16.2 y Figura 16.3 muestran los perfiles del terraplén propuesto y del actual respectivamente. En la Tabla 16.1 y en la Tabla 16.2 se observan los cálculos de los volúmenes de cada terraplén.

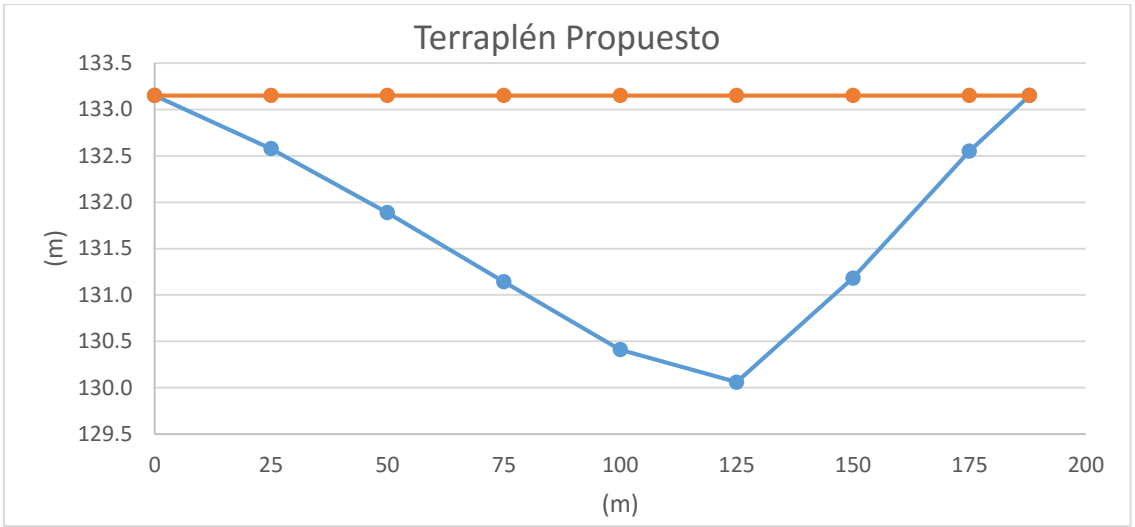


Figura 16.2. Terraplén proyectado

Dist. Parcial (m)	Cota Terreno (m)	Cota Coronamiento (m)	Diferencia (m)	Volumen Parcial (m3)	Vol Total (m3)
0	133.15	133.15	0.00	84.47	964.33
25	132.58	133.15	0.57	105.37	
25	131.89	133.15	1.26	129.17	
25	131.14	133.15	2.01	153.64	
25	130.41	133.15	2.74	171.55	
25	130.06	133.15	3.09	158.77	
25	131.18	133.15	1.97	117.53	
25	132.55	133.15	0.60	43.83	
12.9	133.15	133.15	0.00	0.00	

Tabla 16.1. Cálculo de volumen para el terraplén propuesto

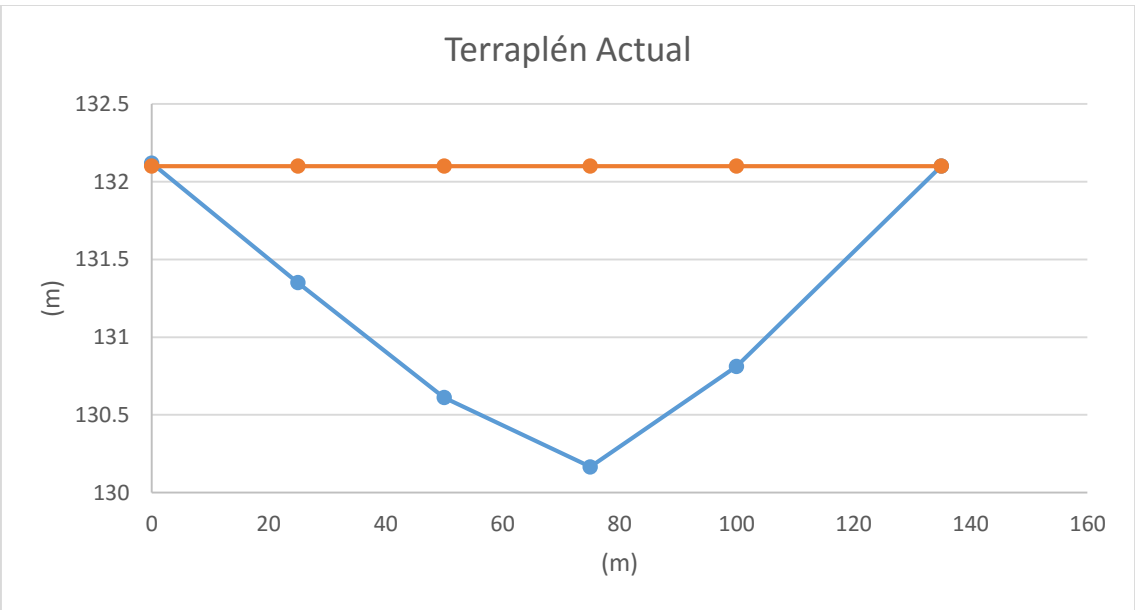


Figura 16.3. Terraplén actual

Dist Parcial (m)	Cota Terreno (m)	Cota Coronamiento (m)	Diferencia (m)	Volumen Parcial (m3)	Vol Total (m3)
25	132.12	132.10	0.00	87.42	609.50
25	131.35	132.10	0.75	112.06	
25	130.61	132.10	1.49	131.68	
25	130.17	132.10	1.93	128.36	
25	130.81	132.10	1.29	96.33	
35	132.10	132.10	0.00	53.65	

Tabla 16.2. Cálculo de volumen para el terraplén actual

Por lo tanto el volumen total de tierra necesario para la construcción del terraplén proyectado es de 355 m³. Con un valor de 4 USD/m³ de tierra, el costo aproximado de la obra es de **1420 USD**.

En la Figura 16.4 muestra el trazado en planta del terraplén. En la misma se ubicó la bomba que desagotará el agua debida a lluvia y a escorrentía, que es retenida en el interior el terraplén. Se diseñarán las características de este equipo de bombeo en el capítulo siguiente.

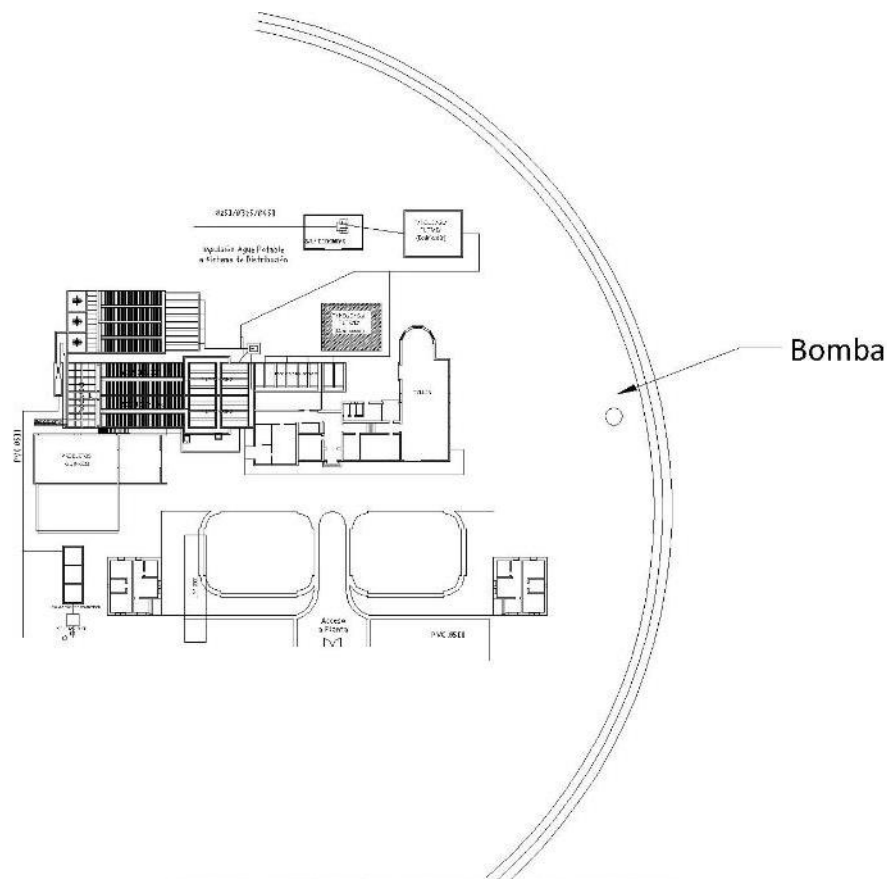


Figura 16.4. Trazado del terraplén proyectado

17 VOLUMEN DE AGUA INTERIOR RETENIDA POR EL TERRAPLÉN

17.1 Introducción

En el momento de un evento de lluvias el dique que protege a la planta de las inundaciones debe ser capaz de desagotar el agua que queda en el lado interior. Para esto se dispondrá una bomba sumergibles ubicada en el punto más bajo, la cual elevará el agua que queda retenida en el dique hacia el exterior del mismo. El volumen de agua interior que retendrá el dique no se debe solamente a la precipitación, sino que también se debe al escurrimiento del área de aporte.

17.2 Cuenca de aporte

Para calcular ese volumen de agua retenido, se determinó en primer lugar el área de la cuenca de aporte. A su vez, se determinó la longitud hidráulica de esa cuenca y la pendiente media de la longitud hidráulica. En la Figura 17.1 se presenta el área de la cuenca sobre la imagen satelital obtenida de Google Earth. En la Tabla 17.1 se presentan los resultados de los parámetros mencionados anteriormente. El tiempo de concentración de cada cuenca se calcula a partir del método de Kirpich para flujos concentrados.



Figura 17.1. Área de la cuenca de aporte

L (km)	0.295
Pendiente (%)	4.41
Área (ha)	5.7
Tc (horas)	0.088

Tabla 17.1. Parámetros para el cálculo del volumen de escorrentía

17.3 Método Racional

Se calculó el caudal máximo para eventos extremos de diferente período de retorno. Se consideraron tormentas de 10, 50, 100 y 500 años de período de retorno. Al ser el tiempo de concentración inferior a 20 minutos se utilizó el Método Racional para el cálculo del caudal máximo.

El método racional supone que se inicia una lluvia con intensidad constante y que ésta continúa en forma indefinida. Se considera que la escorrentía comienza a generarse en forma instantánea, incrementándose hasta llegar a un valor máximo en un tiempo crítico, igual al

tiempo de concentración (t_c), instante a partir del cual toda la cuenca contribuye simultáneamente al caudal en la salida.

El caudal máximo es:

$$Q_{max} = \frac{C \times i \times A}{360}$$

En donde

- Q_{max} es el caudal máximo (m^3/s)
- C es el coeficiente de escorrentía
- i es la intensidad uniforme en toda la cuenca para una duración igual al tiempo de concentración (mm/h)
- A es el área de la cuenca (ha)

El coeficiente de escorrentía depende del período de retorno considerado, de las características y pendiente de la superficie. Los valores del coeficiente de escorrentía utilizados fueron obtenidos del texto Hidrología Aplicada de Chow (1994).

En la Tabla 17.2 se presentan los valores de los coeficientes de escorrentía considerados. Para calcular el coeficiente total, para cada período de retorno, se distinguieron dos coeficientes distintos. Uno correspondiente a techos y otro a pastizales de pendiente media. Ponderando por el área de cada zona se determinó el coeficiente de escorrentía total para cada período de retorno.

C (coeficientes de escorrentía)						
	Área (m^2)	Área (ha)	Tr 10	Tr 50	Tr 100	Tr 500
Techos	5956	0.60	0.83	0.92	0.97	1.0
Pastizales	51044	5.1	0.38	0.45	0.49	0.58
Total	57000	5.7	0.43	0.50	0.54	0.62

Tabla 17.2. Coeficientes de escorrentía

17.4 Volumen de escorrentía

Para calcular el volumen total de escorrentía se considera una tormenta con un hidrograma triangular, con una duración igual a dos veces el tiempo de concentración (ver Figura 17.2). El pico del hidrograma es el caudal máximo obtenido mediante el método racional. En la Tabla 17.3 se puede observar los resultados de caudales máximos y volúmenes máximos.

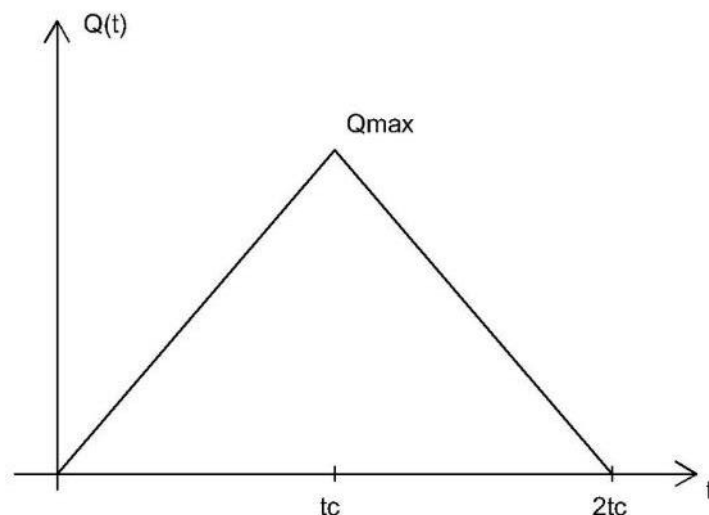


Figura 17.2. Hidrograma triangular

Tr	Q (m ³ /s)	V (m ³)
10	1.42	451
50	2.17	690
100	2.58	820
500	3.6	1144

Tabla 17.3. Caudales máximos y volúmenes máximos para diferentes Tr.

17.5 Bomba seleccionada

La bomba se ubicó en el punto más bajo de la zona, en un pozo de bombeo de 1 m de diámetro con una altura de 1 m. Se diseñaron cuatro canales con el objetivo de captar el escurrimiento y asegurar que toda el agua de la zona pueda ser impulsada por la bomba.

Para el diseño de la bomba se determinó que la misma sea capaz de bombear el caudal generado para un período de retorno de 500 en años en 5 horas. A su vez, que la bomba sea capaz de elevar el caudal correspondiente a 10 años de período de retorno en al menos 2 horas.

En cuanto a la altura geométrica de la bomba se consideró $H_g = 1.5$ m. El largo de la tubería es de 15 m. La pérdida de carga distribuida y localizada en la tubería que se consideró fue de 0.2 m. La tubería será de PEAD, de diámetro 315 mm.

Por lo tanto la bomba requerida deberá elevar 1.7 m y un caudal de 225 m³/h.

Los canales para conducir el agua hacia el pozo de bombeo son radiales al pozo. Su sección será trapezoidal con un ancho de 0.5 m y una altura de 0.5 m. En la Figura 17.3 se muestra su disposición en el terreno.

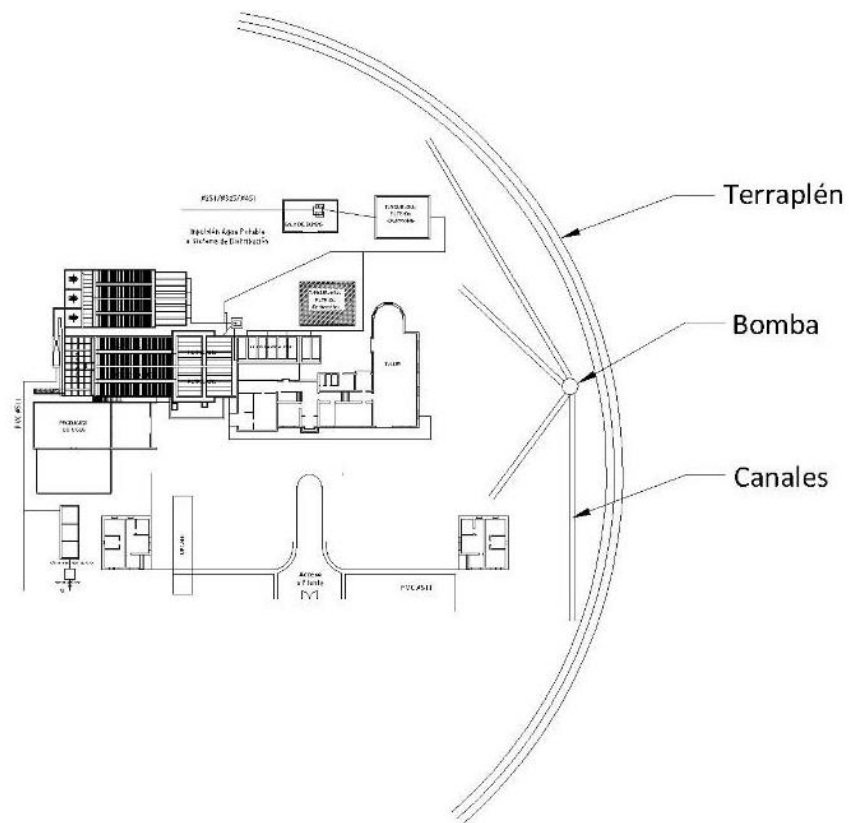


Figura 17.3. Ubicación del pozo de bombeo y canales de conducción de agua de escurrida.

18 BIBLIOGRAFÍA

- Administración de las Obras Sanitarias del Estado (OSE); Norma UNIT 833, versión corregida 2010.
- American National Standard for Pump Intake Design ANSI/HI 9.8/1998
- Arboleda Valencia, Jorge. “Teoría y Práctica de la purificación del agua”. Tercera edición. 2000.
- Asociación Brasileña de Normas Técnicas (ABNT). Norma NBR 12216, “Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público – Procedimento”. Versión corregida 2013
- Bellón, D; Lorenzo, E; López, G. Notas de clase: Hidrología e Hidráulica Aplicadas. Carrera de Grado de Ingeniería Civil H/A, Facultad de Ingeniería, Udelar.
- Cecen, Ferhan; Aktas, Ozgur. “Activated Carbon for Water and Wastewater Treatment”. 2009
- Chow, V. T.; Hidrología Aplicada; 1994.
- Di Bernardo, Luiz; Di Bernardo, Ángela. “Métodos e técnicas de Tratamento de Água”. Segunda edición. 2005.
- Di Bernardo, Luiz; Sabogal Paz, Lyda Patricia. “Selecao de tecnologías de Tratamento de Água”. Volumen 1. 2008.
- Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA); Estadísticas de extremos en la ciudad de Tacuarembó (Paso del Bote). 2015.
- López, Julieta. Notas de Curso: Ejercicios de Ingeniería Sanitaria. Carrera de Grado de Ingeniería Civil H/A, Facultad de Ingeniería, Udelar.
- Marsh, Harry; Rodríguez-Peinoso, Francisco. “Activated Carbon”. 2006
- Rakness, Kerwin L. “Ozone in Drinking Water Treatment. Process Design, Operation, and Optimization”. 2005
- Richter, C. A.; “Tratamento de agua-Tecnologia atualizada”. 1991
- Ríos, Danilo. Notas de Curso: “Tratamientos de Agua Potable”; Carrera de Grado de Ingeniería Civil H/A, Facultad de Ingeniería, Udelar.
- Silveira, Luis et. al. “Efectos de la actividad forestal sobre los recursos suelos y aguas”. Serie FPTA N° 32. INIA. 2011

REMODELACIÓN DE LA PLANTA POTABILIZADORA DE TACUAREMBÓ

PROYECTO DE GRADO H/A

Informe final - Anexos



Tutores:

Msc. Ing. Danilo Ríos

Dr. Ing. Christian Chreties

Autores:

Pablo Gianoli

Manuel Teixeira

Diciembre 2015

CONTENIDO

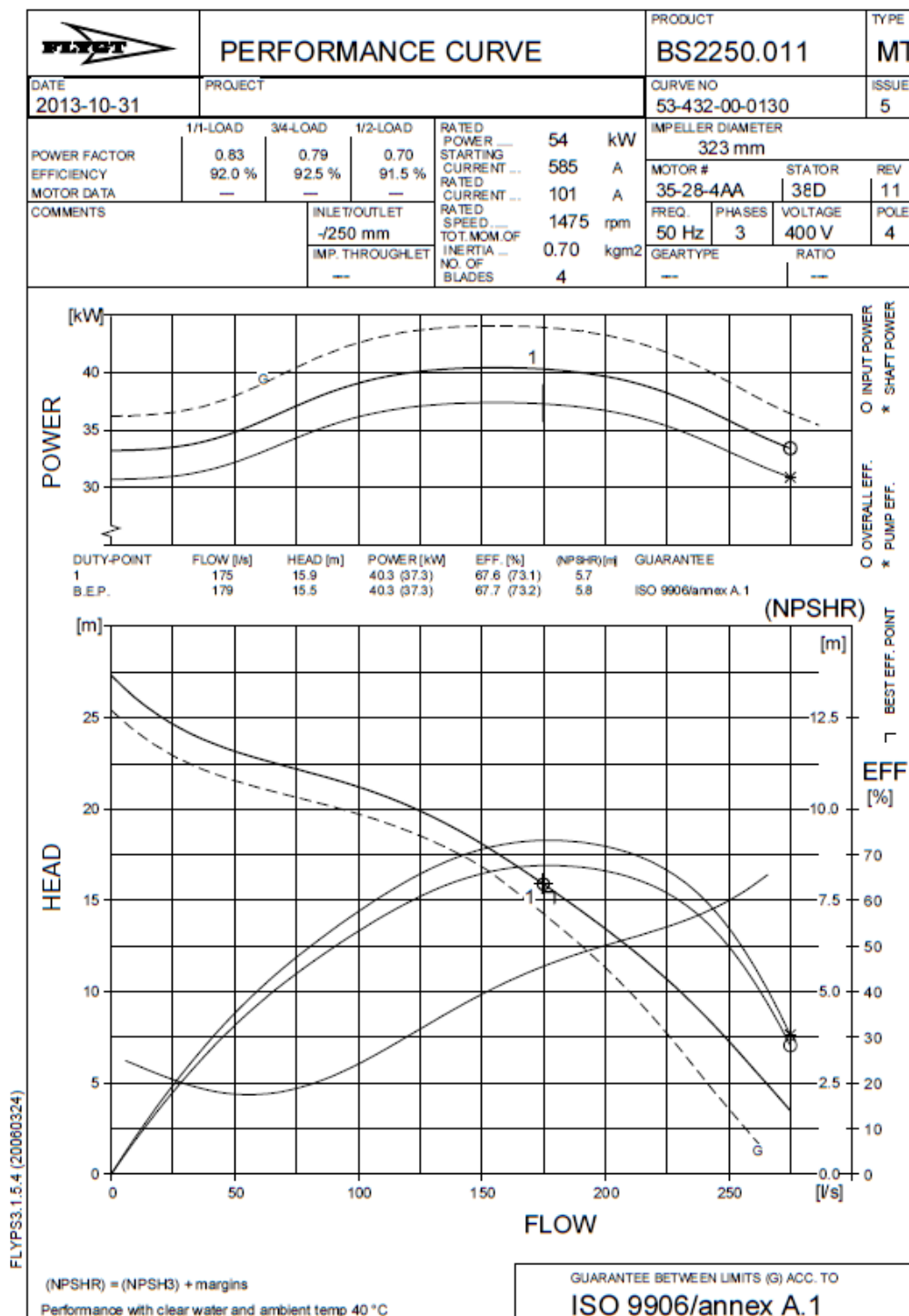
19	Anexos	276
19.1	Bombas elevadoras de agua bruta	276
19.2	Macromedidor OPTIFLUX2070, Manual técnico	278
19.3	Agitadores mecánicos para la etapa de floculación	280
19.4	Módulos Brentwood para sedimentadores	281
19.5	Filtros	282
19.6	Casa química	285
19.7	Sistema de Cloración	292
19.8	Desagües	296
19.9	Sistema SCADA propuesto para la planta potabilizadora de Tacuarembó	297

19 ANEXOS

En este capítulo se presentará la información que complementa al estudio realizado y la ampliación propuesta para la Planta potabilizadora de Tacuarembó.

19.1 Bombas elevadoras de agua bruta

A continuación se presentan las características de las bombas utilizadas y a utilizar para la elevación de agua bruta. Bombas Flygt BS 2250MT.



19.1.1 Manual de instalacion, operación y mantenimiento de Bombas Fygt BS2250MT

19.2 Macromedidor OPTIFLUX2070, Manual técnico

19.2.1 Macromedidor OPTIFLUX2070, Manual de instalación y operación

19.3 Agitadores mecánicos para la etapa de floculación



SERIE VFT2

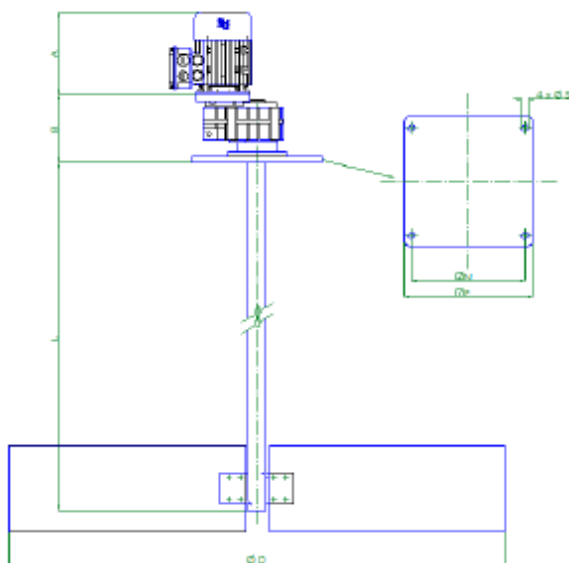
Los agitadores VFT son específicos para el proceso de floculación. Estos están equipados con dos o más palas de turbina axial con una gran superficie, para desarrollar un gran caudal a baja velocidad. Cada mezclador VFT está especialmente diseñado para una adaptación óptima a la geometría del depósito. Con ejes de más de 6 metros se ejecuta en dos o más piezas. Los mezcladores VFT pueden tener dos o más hélices en el eje. El caudal de bombeo puede ser en sentido impulsante o aspirante

Características:

- o Para grandes depósitos.
- o Potencia motor: 0,25 kW a 3 kW.
- o Velocidad de marcha de 5 a 40 rpm.
- o 2 hojas axiales de perfil a tipo F, diámetros de 400 a 4000 mm.
- o Largo del eje hasta 12000 mm.
- o Eje y hélice en AISI 316, AISI 304, acero, al carbono, aleación especiales, ebonitados.

Extras opcionales:

- o Placa de anclaje en AISI 316 con retén.
- o Ejecución alimentaria, pulido
- o Motores ATEX.
- o Bridas DIN o ANSI.



Modelo	Motor kW	rpm	A	B	D	L	N	P	S	Peso kg
VFT2-										
VFT2-	Datos correspondientes a la aplicación específica requerida.									

Dimensiones en [mm].

Debido a nuestra política de constante mejora, los valores indicados pueden cambiar

Tineo, 17 • 28031 Madrid (Spain) • Tel: +34 91 170.19.24 • sales@fluidmix.es

19.4 Módulos Brentwood para sedimentadores

19.5 Filtros

19.5.1 Falso fondo Leopold

19.5.2 Catalogo de bomba seleccionada para lavado de filtros

19.5.3 Catálogo de bomba seleccionada, pozo de bombeo a filtros GAC

19.6 Casa química

19.6.1 Almacenamiento, identificación y etiquetado de cada producto utilizado

19.6.2 Catálogos de bombas dosificadoras de productos químicos

Sigma

Bomba de dosificación de membrana a motor

La potencia adecuada para cada necesidad. La serie Sigma está disponible en dos versiones diferentes (versión básica, versión con microprocesador/control).

Las tres versiones se diferencian por su Rango de capacidad:

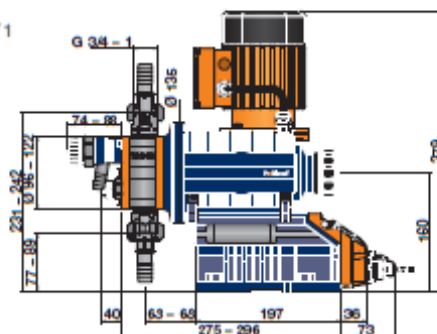
Sigma/ 1 17–144 l/h, 12–4 bar

Sigma/ 2 50–420 l/h, 16–4 bar

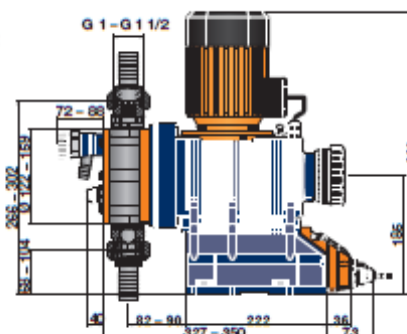
Sigma/ 3 145–1.030 l/h, 12–4 bar

- Seguridad del proceso gracias a la membrana doble con indicador de rotura de membrana
- Funcionamiento fiable gracias a la opción purga
- La válvula de rebose integrada protege en caso de sobrecarga
- Manejo sencillo gracias a la gran pantalla LC iluminada (versión de control)
- Gestión de piezas de recambio simplificada gracias al uso de la familia de productos Sigma
- Conexión sin problemas en instalaciones conectadas por bus mediante PROFINET DP o la interfaz CANopen (versión de control)
- Para dosificación proporcional al volumen, dependiente de los valores de medición, temporizada y controlada por impulsos

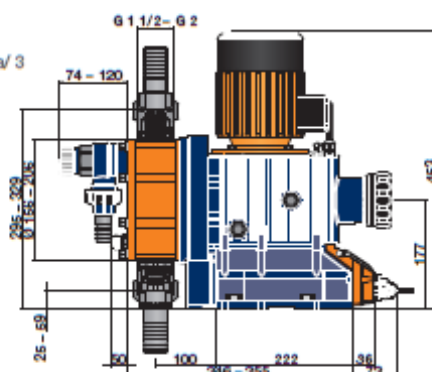
Sigma/ 1



Sigma/ 2



Sigma/ 3





Sigma							
Tipo de bomba	Con motor de 1.500 rpm a 50 Hz Capacidad de bombeo a máx. contrapresión				Altura de aspiración	Presión inicial autorizada, lado de aspiración	Conexión del lado de aspiración/impulsión
	bar	l/h	ml/carrera	Carr./min	mWS	bar	G-DN
Sigma/ 1							
12017	12	17	4,0	73	7	1	¾-10
12035	12	35	4,0	143	7	1	¾-10
10050	10	50	4,0	200	7	1	¾-10
10022	10	22	5,1	73	6	1	¾-10
10044	10	44	5,1	143	6	1	¾-10
07065	7	65	5,1	200	6	1	¾-10
07042	7	42	9,7	73	3	1	1-15
04064	4	64	9,7	143	3	1	1-15
04120	4	120	9,7	200	3	1	1-15
Sigma/ 2							
16050	16	48	11,4	73	7	3	1-15
16090	16	86	11,4	132	7	3	1-15
16130	16	125	10,9	198	7	3	1-15
07120	7	120	27,4	73	5	1	1½-25
07220	7	220	27,7	132	5	1	1½-25
04350	4	350	29,4	198	5	1	1½-25
Sigma/ 3							
120145	12	145	31,5	72	2	5	1½-25
120190	12	190	31,5	103	2	5	1½-25
120270	12	270	31,5	144	2	5	1½-25
120330	12	330	31,5	180	2	5	1½-25
070410	7	410	95,1	72	1	4	2-32
070560	7	560	95,1	103	1	4	2-32
040830	4	830	95,1	144	1	3	2-32
041030	4	1.030	95,1	180	1	3	2-32

Versiones de control y básica de Sigma a 60 Hz aprox. 20 % más de capacidad de dosificación. Sigma/ 2 y Sigma/ 3 en versión de PVDF, máx. 10 bar.

Materiales en contacto con los medios

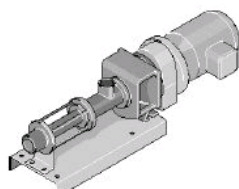
Material	Cabezal dosificador	Conexión de aspiración/impulsión	Juntas / asiento de bola	Bolas	Válvula de rebalse integrada
Sigma/ 1 + Sigma/ 2					
PVT	PVDF	PVDF	PTFE/PTFE	Cerámica	PVDF/FPM o EPDM
SST	Acero fino 1.4404	Acero inoxidable 1.4561	PTFE/PTFE	Acero inoxidable 1.4404	Acero inoxidable/FPM o EPDM
Sigma/ 3					
Material	Conexión de aspiración/impulsión del cabezal dosificador	Válvulas de bola DN 25 Juntas Bolas de válvula	Asiento de la válvula	Válvulas de disco DN 32 Juntas Discos de válvula / Resortes de válvula	Asiento de la válvula Válvula de rebalse integrada
PVT	PVDF	PTFE Vidrio	PTFE	PTFE Cerámica/Hast C. + CTFE	PVDF/FPM o EPDM
SST	Acero inoxidable 1.4561	PTFE Acero inoxidable 1.4404	PTFE	PTFE Acero inoxidable 1.4404/Hast.	Acero inoxidable/FPM o EPDM

Membrana de dosificación DEVELOPAN® con revestimiento PTFE en todas las versiones. FPM: Caucho fluorado

2.4 Bomba helicoidal excéntrica Spectra

2.4.1

Spectra: Bombas de suministro para soluciones de polímeros



pk_3_032

Las bombas helicoidales excéntricas Spectra están diseñadas para bombear soluciones de polímero con una viscosidad de hasta 5000 mPas. Los estatores en FPM, los rotores en acero fino (Cr Ni Mo 17-12-2) y las juntas de anillo deslizante reducen el gasto de mantenimiento y son compatibles incluso con soluciones de polímero aceitosas.

Las bombas disponen de un motorreductor y un ventilador independiente y se pueden controlar desde un variador de frecuencia externo.

El variador de frecuencia no se incluye en el volumen de suministro de la bomba Spectra.

Sin soporte base

Caudal a 3 bar

Contrapresión
máx.

Conexión
eléctrica

Código

Con engranaje de cambios de regulación manual

Tipo	Capacidad volumétrica hasta 3 bar	Max. contrapresión	Potencia
Spectra 12/2 H	0,6 - 2,2 l/h	12 bar	0,37 kW
Spectra 12/13 H	2,4 - 13,2 l/h	12 bar	0,37 kW
Spectra 12/33 H	6,5 - 33,0 l/h	12 bar	0,37 kW
Spectra 12/105 H	20 - 105 l/h	12 bar	0,37 kW
Spectra 6/300 H	50 - 300 l/h	6 bar	0,55 kW
Spectra 6/600 H	110 - 600 l/h	6 bar	0,55 kW
Spectra 5/1400 H	300 - 1.400 l/h	5 bar	0,75 kW
Spectra 3/3000 H	600 - 3.000 l/h	3 bar	1,10 kW
Spectra 3/6500 H	1.000 - 6.500 l/h	3 bar	1,50 kW
Spectra 3/12000 H	2.000 - 12.000 l/h	3 bar	2,20 kW

Con motor reductor y ventilador para accionamiento por convertidor de frecuencia

Tipo	Capacidad volumétrica hasta 3 bar	Max. contrapresión	Potencia
Spectra 12/2 F	0,1 - 2,4 l/h	12 bar	0,37 kW
Spectra 12/13 F	0,6 - 13,2 l/h	12 bar	0,37 kW
Spectra 12/33 F	2,4 - 33,0 l/h	12 bar	0,37 kW
Spectra 12/100 F	5 - 100 l/h	12 bar	0,37 kW
Spectra 6/300 F	20 - 300 l/h	6 bar	0,37 kW
Spectra 6/600 F	40 - 600 l/h	6 bar	0,55 kW
Spectra 5/1400 F	50 - 1.400 l/h	5 bar	0,75 kW
Spectra 3/3000 F	100 - 3.000 l/h	3 bar	0,75 kW
Spectra 3/6500 F	100 - 6.500 l/h	3 bar	1,50 kW
Spectra 3/12000 F	400 - 12.000 l/h	3 bar	2,20 kW

Con motor reductor para accionamiento por convertidor de frecuencia

Tipo	Capacidad volumétrica hasta 3 bar	Max. contrapresión	Potencia
Spectra 12/2 G	0,4 - 2,4 l/h	12 bar	0,37 kW
Spectra 12/13 G	1,5 - 13,2 l/h	12 bar	0,37 kW
Spectra 12/33 G	4,2 - 33,0 l/h	12 bar	0,37 kW
Spectra 12/100 G	10 - 100 l/h	12 bar	0,37 kW
Spectra 6/300 G	50 - 300 l/h	6 bar	0,37 kW
Spectra 6/600 G	60 - 600 l/h	6 bar	0,55 kW
Spectra 5/1400 G	150 - 1.400 l/h	5 bar	0,75 kW
Spectra 3/3000 G	360 - 3.000 l/h	3 bar	0,75 kW
Spectra 3/6500 G	800 - 6.500 l/h	3 bar	1,50 kW
Spectra 3/12000 G	2.000 - 12.000 l/h	3 bar	2,20 kW



Otras informaciones:
www.prominent.es/bombas_de_trasvase

19.6.3 Determinación de la dosis óptima de coagulante mediante el ensayo de Jar Test

APLICACIÓN

Potabilización de aguas y tratamiento físico químico de efluentes:

- determinación de dosis óptima de coagulante
- determinación de dosis óptima de floculante
- comparación de distintos tipos de coagulantes y floculantes
- determinación de los parámetros óptimos para el proceso de floculación (gradientes y tiempos aplicados)

Puede utilizarse equipo de Jar Test modificado para estudiar otros procesos de tratamiento físico-químico, como ser flotación por aire disuelto o filtración en medio poroso.

INSTRUMENTAL Y MATERIALES

- Equipo Jar Test
- Instrumental para medir alcalinidad
- Turbidímetro
- Peachímetro

REACTIVOS

- Sulfato de aluminio $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$

PRECAUCIONES DE SEGURIDAD

- Túnica
- Guantes descartables
- Lentes de seguridad

INTERFERENCIAS

- No hay

MUESTREO Y PRESERVACIÓN

La toma de muestra del agua bruta o el efluente crudo debe realizarse eligiendo en forma cuidadosa el punto de extracción y el momento del muestreo. El objetivo es representar lo mejor posible la condición que se daría en la planta real (potabilizadora o de tratamiento de efluentes). El volumen de muestra a tomar debe ser suficiente como para realizar todos los ensayos de jarras que se hayan previsto. Para cada ensayo se requiere un total de 6 o 12 L (según se trabaje llenando cada jarra con 1 o 2 L). Y conviene prever volumen adicional como seguridad, ya que al maniobrar los bidones suele perderse agua.

Una vez tomada la muestra, conviene realizar en ensayo de jarras lo antes posible para garantizar que la muestra se mantenga inalterada. Dado que las aguas a ensayar contienen sólidos en suspensión y sedimentables, conviene agitar el bidón de agua antes de llenar las jarras para el ensayo.

PROCEDIMIENTO

a) Medición de parámetros del agua bruta

1) Medir pH, turbiedad y alcalinidad de agua bruta

- 2) Verificar que la alcalinidad disponible sea suficiente para las dosis de coagulante que se prevé aplicar (ver ítem b)). Considerar que el consumo de alcalinidad generado en la coagulación es del orden de 0,5 mg/L CaCO_3 por cada 1 mg/L de sulfato de aluminio aplicado.
- b) Determinación de dosis óptima de coagulante

1) Preparar la solución de sulfato de aluminio:

Preparar una dilución al 0.5% de la solución madre de $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ (Sulfato de Aluminio) y calcular los volúmenes a agregar de dicha solución para que las concentraciones en cada jarra sean las siguientes:

Jarra	Concentración $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ (mg/L)	Vol. $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ (mL)
1	20	
2	40	
3	60	
4	80	
5	100	
6	120	

2) Programar el equipo para las siguientes velocidades y tiempos:

- Mezcla rápida (coagulación): 300 rpm durante 1 minuto
- Mezcla lenta (floculación): 60 rpm durante 5 minutos
- Sedimentación: 0 rpm durante 10 minutos

3) Iniciar el programa e inmediatamente verter los volúmenes calculados de $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$.

4) Cuando finaliza la sedimentación medir nuevamente pH, turbiedad y alcalinidad.

	Jarra 1	Jarra 2	Jarra 3	Jarra 4	Jarra 5	Jarra 6
Dosis coagulante (mg/L)	20	40	60	80	100	120
pH						
Turbiedad (NTU)						
Alcalinidad (mg/L CaCO_3)						

ANÁLISIS DE DATOS

Una vez obtenidos los datos de turbiedad residual final, graficar turbiedad vs. Dosis.

Seleccionar la dosis óptima de coagulante como aquella para la cual se obtiene la mínima turbiedad residual.

Verificar que el consumo de alcalinidad es razonable para la dosis aplicada.

Alcalinidad

APLICACIÓN

Este ensayo se utiliza para la determinación de alcalinidad en aguas naturales, residuales y residuales tratadas y aguas de lluvia.

La alcalinidad de un agua es su capacidad para neutralizar un ácido. La alcalinidad de aguas naturales, residuales y residuales tratadas se debe principalmente a los aniones bicarbonatos, carbonatos e hidróxidos. Los valores medidos incluyen también la contribución de los iones boratos, fosfatos, silicatos y otras bases que pueden estar presentes.

La alcalinidad en el punto de pH 8.3 es la correspondiente a los iones hidróxido más la mitad de la concentración de los iones carbonatos. Alcalinidad total es la atribuida a los iones hidróxidos, carbonatos y bicarbonatos.

La alcalinidad se determina por titulación con una solución estándar de un ácido mineral fuerte a los puntos sucesivos de equivalencia del bicarbonato y el ácido carbónico. El punto de equivalencia del bicarbonato es a pH 8.3 y el del ácido carbónico a pH 4.5. Como indicador de estos puntos se utiliza Fenolftaleína y Verde de Bromocresol respectivamente.

INSTRUMENTAL Y MATERIALES

- Buretas de 10,0 y 25,0 mL
- Erlenmayer de 250 mL
- Vasos de Bohemia

REACTIVOS

- Solución estándar de ácido sulfúrico (H_2SO_4) 0,02N
- Indicador Verde de Bromocresol

PRECAUCIONES DE SEGURIDAD

- Túnica

MUESTREO Y PRESERVACIÓN

Recolectar la muestra en recipientes de plástico o botellas de vidrio de borosilicato de buen cierre, sin cámara de aire. Mantener la muestra refrigerada a 4 °C. Realizar la determinación dentro de las 24 horas de realizado el muestreo y cuando se sospecha actividad biológica no después de 6 horas de recolectada la muestra.

PROCEDIMIENTO

1. Agregar 10 mL de muestra en un Erlenmeyer
2. Agregar 3 gotas de verde de bromocresol
3. Titular con ácido sulfúrico hasta viraje de color azul a verde

ANÁLISIS DE DATOS

Alcalinidad, mg CaCO_3 /L = $G \times N \times 50000 / T$

- G = gasto de ácido sulfúrico utilizado en la titulación

- N = normalidad de ácido sulfúrico utilizado para la determinación
- T = mL de muestra valorada

Obs: Procedimiento brindado por los docentes del curso Laboratorio de calidad de aguas (DIA-IMFIA).

19.7 Sistema de Cloración

19.7.1 Polipasto para el traslado de tanques de cloro gas



POLIPASTO ELÉCTRICO DE ELEVACIÓN A CADENA GH

- Polipasto eléctrico GH de empleo universal para industria, agricultura, comercio, etc.
- Peso propio muy reducido y su forma compacta le permiten al aparato extraordinaria manejabilidad y mínimas distancias perdidas por el gancho.
- La producción en serie permite precios muy competitivos y garantizan un alto rendimiento del polipasto.
- La cadena de elevación es calibrada y galvanizada, fabricada con acero de sección redonda de alta calidad, resistente al envejecimiento.
- La superficie exterior de los eslabones de la cadena están templadas contra el desgaste.
- La guía de cadena asegura la rodadura correcta de la cadena.
- Lleva incorporado embrague de fricción, resistente al desgaste y de fácil regulación, realizando la función de limitador de sobre-carga.
- El motor está diseñado para elevada frecuencia de trabajo.
- El freno electromagnético de accionamiento frontal a disco de ferido está sobradamente dimensionado, asegurando la parada con gran eficacia. Entra en acción automáticamente si por alguna causa se provoca la ruptura de la corriente.
- Los engranajes del reductor están fabricados con material de alta calidad, tallados en máquinas automáticas y tratados contra el desgaste, siendo su funcionamiento muy suave y silencioso.
- La construcción del polipasto es totalmente cerrada protección IP-33.
- El polipasto puede ser equipado con 2.ª Velocidad de elevación reducida a 1/4 de la marcha rápida para movimientos de precisión.
- El mando se realiza por medio de botonera Télemechanica.
- Los polipastos de cadena se construyen con suspensión, con carro de traslación a empuje, y con carro de traslación eléctrica.

MODELO		PO1G	
Tipo		GH-3A	GH-3
Capacidad de carga	Kg.	125	250
FPM - Grupo		MS	
Altura de elevación	m.		
Ramales de cadena		1	
Velocidad de elevación rápida	m/min.	8	
2ª Vel. de Elev. Lenta (Opcional)	m/min.	2	
Potencia Motor de Elevación	KW		
% ID			
Tensión	V.		
Cota A	mm.	550	
Cota B	mm.		
Cota C	mm.		
Peso (para 3 m. Altura de elev.)	Kg.	31	
Figura		1	

Opcional: 2ª Velocidad de elevación a N.

CARACTERÍSTICAS Y DIMENSIONES DE LOS POLIPASTOS A CADENA

CARACTERÍSTICAS Y DIMENSIONES DE LOS POLIPASTOS A CADENA

	PO2GH2	PO1GH3	PO2GH3	PO1GH4	PO2GH4	PO1GH5	PO2GH5
GH-3C	GH-3D	GH-3A	GH-3B	GH-3C	GH-3D	GH-3A	GH-3B
300	300	2000	1800	1000	1000	2000	2000
NA	MS	NA	NA	MS	NA	MS	NA
Estándar 3 m. OPCIONAL: SE FABRICAN PARA OTRAS ALTURAS							
	2	1	2	1	2	1	2
	4	30	5	6	3	5	2.5
	1	2.5	5.25	1.5	0.75	1.5	0.8
0.8 / 0.2		2 / 0.5		2.4 / 0.6		3 / 0.75	
1 Vel. = 40% ID; 2 Vel. = 30% ID; Vel. Rápida y 50% ID Vel. Lenta							
220 / 380; P = 55 Hb. OPCIONAL: A PETICIÓN FABRICAMOS PARA OTRAS TENSIONES Y FRECUENCIAS							
	575	610	740	750	900	800	920
360			450		520		
215		47	265		370		
	33	47	56	70	92	80	103
	2	1	2	1	2	1	2

CARACTERÍSTICAS Y DIMENSIONES DE LOS POLIPASTOS A CADENA

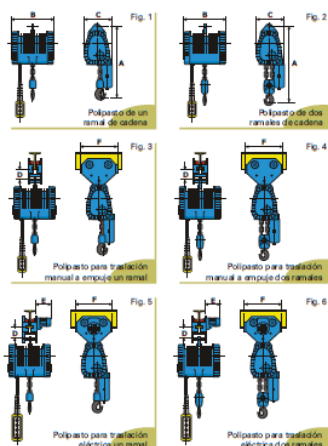
	Empuje					Eléctrico				
	CSM	C4M	CSM	C2E	C3E	C4E	C5E			
100	180 + 400	200 + 400	220 + 430	300 + 430	120 + 300	140 + 300	180 + 400	200 + 400	220 + 430	300 + 430
	1500			1000			1500			
	---	---	---	0.1	---	---	0.36	---	---	---
	---	150	---	75	---	---	110	---	---	---
	---	---	---	285	---	---	395	---	---	---
	---	430	---	240	---	---	415	---	---	---
	30	---	55	20	---	---	90	---	---	95
	3	4	4	3	4	5	6	5	6	6

CARACTERÍSTICAS Y DIMENSIONES DE LOS POLIPASTOS A CADENA

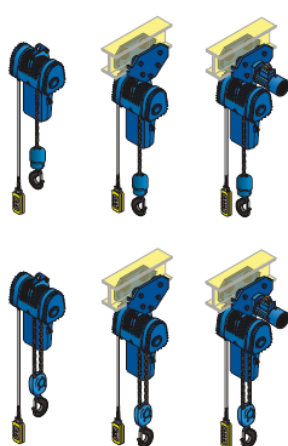
Carro de traslación		
Modelo de Carro	CM	
Ajustable a viga de rotura 316 (Mat. 5275)	120 + 300	140 + 300
Radio mínimo de curva	mm.	1000
Velocidad de traslación	m/min.	
Potencia Motor de Traslación	KW	
Cota D	mm.	75
Cota E	mm.	
Cota F	mm.	240
Peso del carro	Kg.	12
Figura	3	4

Opcional: 2ª Velocidad de traslación lenta a N.

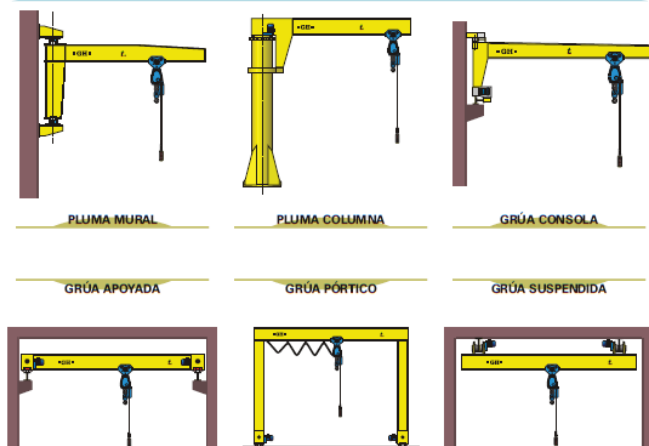
VISTAS ACOTADAS DE POLIPASTOS



DIFERENTES MODELOS DE POLIPASTOS



APLICACIÓN DE POLIPASTOS EN PLUMAS Y EN GRÚAS



19.7.2 Características del eyector propuesto

El clorador a gas más duradero del mercado...

hydro
SERIE 200
CLORADORES
A GAS

para...
• Sistemas de Agua Potable • Aguas para Procesos Industriales
• Desinfección Sanitaria de Desagüe • Aguas Residuales Industriales
• Sistemas de Agua para Centros Poblados • Plantas de Energía



- MENOS COMPONENTES:** Avanzado diseño con menos componentes que asegura una mayor confiabilidad en el funcionamiento y larga duración.
- FÁCIL INSTALACIÓN:** Moderno diseño que elimina los problemas de conexión en pozos profundos o lugares remotos.
- TOTAL CONFIABILIDAD:** Cada componente ha sido diseñado utilizando materiales que garantizan total seguridad y control en el manejo del gas cloro en un rango de 10 hasta las 200 lbs/día (o de 200 a 4000 gramos/hora).

hydro INSTRUMENTS

600 Emlen Way, Tellard, PA 18969 • Teléfono: (215) 799-0980 • Fax: (215) 799-0984
Marque gratis en EEUU: 1 (888) 38-HYDRO • www.hydroinstruments.com • sales@hydroinstruments.com

CLORADOR A GAS HYDRO.

Los CLORADORES A GAS HYDRO Serie 200 instalados en cilindro o en manifold han sido diseñados para ser operados manual o semi-automáticamente de modo que satisfagan los más altos estándares y normas de confiabilidad. Su avanzado diseño presenta características que no son sino el resultado de años de investigación y de experiencia de campo. Posee un diseño simplificado y de menos componentes lo que implica menos mantenimiento, menos costo, pero a su vez un mejor funcionamiento, mayor confiabilidad y larga duración.

Principio de Operación

Para obtener una determinada concentración de agua mínima en la entrada del eyector para así crear un vacío lo suficientemente fuerte para hacer funcionar el clorador. Este vacío se origina en la garganta de la boquilla Venturi del eyector y después de abrir la válvula de retención del eyector, se expande al cuerpo del clorador. En este lugar, el vacío hace que el diafragma regulador abra la válvula de seguridad de entrada, permitiendo que el gas bajo presión ingrese al clorador. A medida que fluye por todo el ensamble de la válvula de seguridad de entrada, se filtra y se transforma en vacío.

Luego, el gas entra a una cámara donde mantiene su nivel de vacío por medio de un diafragma regulador sellado por resorte. En seguida, el gas pasa a través del medidor del flujo de cloro, circula por toda la válvula de control de dosificación de cloro, hasta llegar al eyector donde se disuelve en agua. Como resultado, se obtiene una solución altamente concentrada que fluye por la salida del eyector hasta el punto de aplicación deseado.

Precisión

La precisión del medidor de flujo se encuentra dentro del 4% de la capacidad máxima del medidor.

Capacidades Disponibles

200 libras/día a 4000 gramos por hora. La tasa de alimentación mínima es el 5% de la escala mínima.

Instalación de Cloradores a Gas Hydro

Las unidades del Sistema de Cloradores a Gas Hydro pueden ser utilizadas para satisfacer, prácticamente, cualquier necesidad. Los gráficos muestran diversos tipos de instalación utilizando uno o varios cilindros así como la aplicación de cloro a piscinas, tanques, tuberías, en forma directa o remota. Las unidades básicas del clorador a gas Hydro se combinan de manera muy sencilla para cubrir todo tipo de aplicaciones.

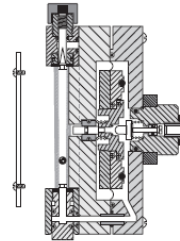
EL CLORADOR DEBE SELECCIONARSE PARA EL MÁXIMO FLUJO POSIBLE

GPM x 0.12 x Dosis (PPM) = PPD
GPM = Pulgas Cuadradas en Galones Por Minuto
PPM = Partes por Millón
PPD = Libras al Día

M3/hr. (agua) x Dosis (Mg/L) = gms/hr.

Ejemplo:
600 GPM x 0.12 x 3 PPM = 21.6 PPD (408 gms/hr).

En este ejemplo, es conveniente utilizar un clorador Hydro de 30 PPD (1000 gms/hr).



El Clorador HYDRO Serie 200 (Dosificador)

Para instalar el clorador Hydro directamente al cilindro se utiliza un yugo de acero pesado. Esto elimina las tuberías con gas a presión. El gas cloro es transportado bajo vacío hasta el punto de inyección. No existen tuberías de solución presurizadas.

Indicador de Operación

Durante la operación, la ventana indicadora mantiene su color beige; el rojo indica que la fuente del cloro está vacía.

Válvula de Seguridad de Entrada

La válvula de seguridad con resorte contrapone sell a la salida del cloro que se encuentra en el cilindro al producirse una pérdida de vacío. La válvula de seguridad es de tipo encapsulado permitiendo desarmar y limpiar fácilmente

sin necesidad de utilizar herramientas especiales.

Válvula Selladora de Entrada

La válvula selladora situada en la entrada del clorador se cierra, si el suministro de cloro se corta o se acaba, sellando así todo el sistema de vacío. Esto impide que las impurezas y la humedad ingresen al sistema cuando se cambian los cilindros.

Diafragma Regulador

El nivel de vacío se mantiene constante dentro del clorador gracias a un diafragma sellado tanto en su superficie interna como externa por medio de O-rings de goma para evitar fugas o la deformación de los componentes debido al ajuste excesivo de los pernos del cuerpo del clorador.



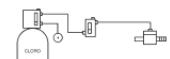
Modelo HYDRO 200 (T o W)*

Un solo punto de Aplicación

Clorador Hydro instalado sobre un solo cilindro con eyector que se conecta directamente a una tubería o tanque. Capacidad de Cloración hasta 200 PPD (4000 gramos/hora).

○ Ventilación hacia afuera

* Al efectuar el pedido: Colocar el prefijo con la letra T para la instalación en cilindro

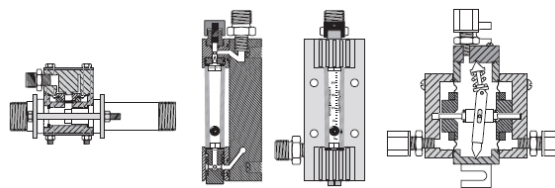


Modelo HYDRO 201 (T o W)*

Medidor Remoto para Un solo Punto de Aplicación

Clorador Hydro instalado en un solo cilindro que alimenta a un medidor remoto colocado en pared con una válvula de dosificación que abastece a un solo eyector. Capacidad de Cloración hasta 200 PPD (4000 gramos/hora).

sistema completo para un control total y confiable.



Eyector HYDRO EJ-2000

El nuevo eyector Hydro utiliza una válvula de retención sellada por O-ring de goma especialmente diseñada para impedir el retorno de agua al dosificador. El eyector funciona en base al principio del vacío creado por el agua que pasa a través de la boquilla del eyector haciendo que la válvula de retención del diafragma operado por resorte se abra y mezcle el gas cloro con el agua. Se debe suministrar al eyector una cantidad de agua limpia a temperaturas por debajo de los 80°F (27°C). El eyector Hydro ha sido fabricado con materiales químicos resistentes al uso del gas cloro seco y húmedo.

Medición Remota del HYDRO RM-200

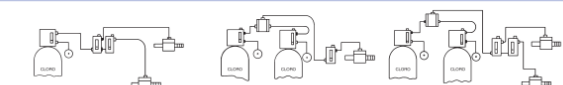
Durante la instalación se puede utilizar el número de Medidores de Dosificación Remotos Hydro que sean necesarios. Solo se requiere instalar la tubería de vacío al eyector individual que ésta abastece. En seguida, se efectúa la medición exacta del gas cloro en cada ubicación remota. Si necesita de más (o menos) gas de cloro en una determinada punto, simplemente se coloca el medidor con la dosificación deseada en el nivel deseado para dicha ubicación. Este control de medición en ubicaciones remotas permite mantener un sistema perfectamente balanceado. Los Medidores de Dosificación Remotos Hydro prácticamente no necesitan mantenimiento.

Intercambiador Automático HYDRO SP-200

Varios cilindros de cloro pueden ser fácilmente instalados con este sistema, que permite cambiar automáticamente un cilindro vacío por uno lleno, lográndose de esta manera prolongar el período de servicio. El Clorador Hydro se instala en cada cilindro y requiere de un solo Intercambiador Automático para operar los dos cilindros. El Intercambiador Automático Hydro puede ser utilizado con uno, dos o más medidores remotos. Este modelo de intercambio permite ahorrar tiempo y asegura el suministro constante de cloro. Una vez instalado, el Intercambiador Hydro es completamente automático y no necesita ningún tipo de ajustes o arreglos.

hydro INSTRUMENTS

600 Emlen Way, Tellard, PA 18969 • Teléfono: (215) 799-0980 • Fax: (215) 799-0984
Marque gratis en EEUU: 1 (888) 38-HYDRO • www.hydroinstruments.com • sales@hydroinstruments.com



Modelo HYDRO 201-2 (T o W)*

Múltiples Puntos de Aplicación

Clorador Hydro instalado en un solo cilindro que alimenta dos medidores remotos, conectados a dos puntos de inyección, usando dos eyectores. Cada medidor y eyector funciona independientemente. Capacidad de Cloración de 200 PPD (4000 gramos/hora).

Señala con la letra W para la instalación en manifold de pared.

Modelo HYDRO 202 (T o W)*

Reserva Automática

Dos cloradores Hydro instalados en dos cilindros con módulo de intercambio que alimenta a un medidor remoto, con una válvula de dosificación que alimenta a un solo eyector. Capacidad de 200 PPD (4000 gramos/hora) como máximo.

Modelo HYDRO 202-2 (T o W)*

Reserva Automática con Múltiples Puntos de Alimentación

Dos cloradores Hydro instalados en dos cilindros con módulo de intercambio que alimenta a dos o más medidores remotos con válvulas de dosificación que abastecen a dos eyectores. Capacidad de 200 PPD (4000 gramos/hora) como máximo.

Serie 200 CLORADORES A GAS

Los **Cloradores a Gas Hydro** colocados sobre cilindros de una tonelada son de fácil instalación. A continuación presentamos información de gran utilidad.

Temperatura de Operación del Sistema

Para un mejor funcionamiento y seguridad, se debe proteger el clorador y los cilindros del medio ambiente y de la luz solar directa.

Métodos de Control

Manual

Permite ajustar la válvula de dosificación y el mecanismo de arranque-parada del agua hacia el eyector.

Semi-automático

- Se apaga la bomba booster (reforzadora) que va al eyector.
- Se utiliza una válvula solenoide para cerrar la línea de vacío al eyector.

Alimentación por Etapas en el caso de medidores de flujo múltiples, se utilizan válvulas solenoide en la línea de vacío o línea de suministro de agua al eyector.

CONEXIONES DE UNA TUBERÍA ESTÁNDAR

Diámetro de las Tuberías de Vacío		Tubería de Ventilación	
Dosificación		Longitud de Tubería	
PPD	Gr/Hr	100 Pies (30m)	200 Pies (60m)
50	1000	3/4" (9.52mm)	1/2" (9.52mm)
100	2000	1/2" (9.52mm)	1/4" (9.52mm)
200	4000	1/4" (9.52mm)	1/8" (9.52mm)
500	10,000	1/8" (9.52mm)	1/16" (9.52mm)

ACCESORIOS DISPONIBLES:

- Alarma para detectar Fugas de Cloro
- Medidores de Flujo y Eyectores Remotos
- Ensamblajes para Ingreso de Agua
- Sistema de Cambio Automático
- Bombas Booster (reforzadoras de presión)
- Máscaras de gas • Analizadores de Cloro
- Detectores de Fugas

TASA DE CONSUMO DE CLORO de un Tanque Horizontal de una Tonelada

Capacidad Máxima de Consumo del Clorador	Temperatura Ambiente Mínima
PPD	gr/hr
500	10,000
250	5000
150	3000
100	2000
50	1000

Instalación del Eyector

1. Las conexiones del eyector deben conservarse por encima de las temperaturas de congelación.
2. La contrapresión máxima en el punto de aplicación para un eyector estándar es de 100 psig.
3. Se deben evitar las tuberías de solución largas desde el eyector; de lo contrario, es conveniente que las tuberías de solución tengan un diámetro interior (I.D.)

adecuado para reducir las pérdidas por fricción.

4. Para crear un vacío, el suministro de agua en la entrada del eyector debe ser mayor que la presión existente en el punto de aplicación.
5. La temperatura de operación máxima del eyector es de 110°F (43°C).
6. En el caso de aplicaciones remotas, el eyector puede ser instalado en la pared.

Serie N°	Capacidad Máxima (PPD)	Instalación
500 Serie	100 PPD (2000 gr/hr)	en cilindro o pared* de 68 Kg.
200 Serie	200 PPD (4000 gr/hr)	en pared o cilindro de una tonelada
700 Serie	500 PPD (10,000 gr/hr)	en pared o cilindro de una tonelada

* Para unidades que se instalan en pared, existe un costo adicional por los manifolds de instalación en pared. (Ver Boletín MA-1)

Conexiones del Eyector, Entrada de Agua al Eyector

Capacidad PPD (gr/hr)	Estándar	Opciones Extra
4 (75), 10 (200), 25 (500), 50 (1000), 100 (2000)	Manguera con I.D. de 1" (25.4 mm)	3/4" (19 mm) NPT Manguera de 3/4" (19 mm)
200 (4000)	1 1/4" (31.75 mm) NPT	Manguera de 1 1/2" (48.1 mm)
500 (10,000)	1 1/4" (31.75 mm) NPT	Manguera de 1 1/2" (48.1 mm)

Capacidad del Eyector PPD (gr/hr)	Medida Estándar de la Salida del Agua	Opciones Para la Salida
4 (75), 10 (200), 25 (500), 50 (1000), 100 (2000)	Difusor en spray de 3/4" (19 mm)	Manguera de 1" (25.4 mm) o de 3/4" (19 mm) 1" (25.4 mm) o 3/4" (19 mm) NPT Extremo abierto de 3/4" (19 mm) 3" (76.2 mm) o 10" (254 mm) de longitud
200 (4000), 500 (10,000)	1 1/4" (31.75 mm) NPT	Manguera de 1 1/2" (48.1 mm)

Representado por

 **INSTRUMENTS**



BOLETÍN 200E Rev. 7/10

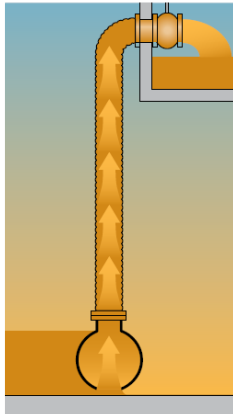
600 Emlen Way, Telford, PA 18969 • Teléfono: (215) 799-0980 • Fax: (215) 799-098
Marque gratis en EEUU: 1 (888) 38-HYDRO • www.hydroinstruments.com • sales@hydroinstruments.com

19.8 Desagües

19.8.1 Sistema de extracción de lodos en sedimentadores



Leopold®CT2® Submerged Sludge Collector
Superbly Simple, Highly Efficient Sludge Removal
For Water Treatment Plants



Reliable, Proven Performance

For more than twenty years Leopold CT2 submerged sludge collector systems have quietly done their job... delivering reliable operation, low maintenance costs, and good sludge production in hundreds of facilities worldwide. The CT2 submerged sludge collection system, distinguished by its engineered simplicity, takes sludge removal to the next level. By simplifying the water treatment process, the CT2 sludge collection system increases plant efficiency, and reduces both maintenance time and total system operational costs. It's simply powerful sludge removal you fit and forget.

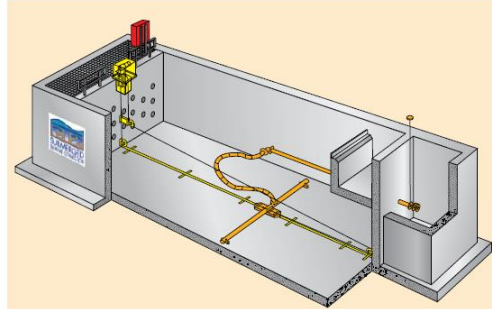
Engineered Simplicity

Engineered simplicity is integral to the design of the Leopold CT2 sludge collection system. It operates on a simple principle and a powerful force: gravity. We've designed a superbly simple but highly efficient process to remove sludge by taking advantage of a differential head. Water pressure in the main tank forces the sludge through the header collector into the outlet piping, and away to the sludge removal trough. Careful selection of smooth-bore piping for the suction header keeps head loss to a minimum for the most efficient sludge removal and low driving head requirements. A simple cable drive moves the suction header across the tank floor at a steady, controlled rate, removing sludge without disturbance. Pumping costs are eliminated and cable drives require far less power.

Fit and Forget

The Leopold CT2 submerged sludge collection system has a "fit and forget" quality that not only simplifies the water treatment process, but also reduces system operation costs. The header, locked onto the guide rail and controlled by a programmable operating system, goes where and when you want it. The cable drive pulls the header through the sludge with a positive motion.

and minimal sludge disturbance, removing the sludge without dilution. This reduces sludge volumes and thickening costs, too. And compared to other submerged sludge collectors, the Leopold CT2 submerged sludge collection system is far simpler to maintain because it has a minimal number of moving parts.



The control system can be tailored to meet individual plant requirements and optimize the performance of the CT2 submerged sludge collection system.



The suction header glides over the surface, removing sludge without causing disturbance, maintaining sludge quality.



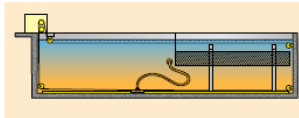
Especially designed swivel on the suction header prevents kinking of the hose.



The suction header is locked onto the guide rail with rollers to prevent disruptive derailments.

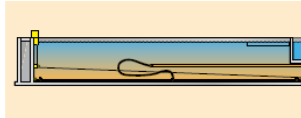
Adaptable to a Variety of Plant Requirements

High-Rate Sedimentation



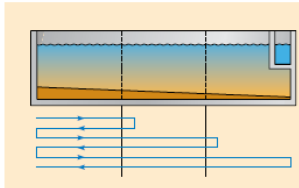
The CT2 sludge collection system can be easily installed or retrofitted into a plate settler or tube settler sedimentation tank. Good quality sludge can then be removed as raw water conditions demand.

Traditional Sedimentation Tanks



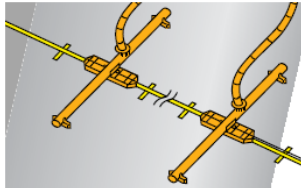
The CT2 sludge collection system is the optimum choice for flat-bottom tanks or tanks with sloped floors. As the suction header glides through the sludge, it removes the settled sludge with minimal dilution and without gross disturbance.

Multi-Pass Control Options



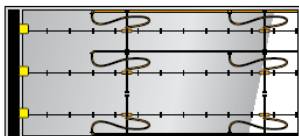
Leopold controls for the CT2 sludge collection system can give each plant the flexibility to meet its individual needs. For example, in sedimentation basins sludge settles unevenly, with more accumulating in the inlet area than in other areas of the basin. Advanced Leopold controls can be programmed to increase sludge removal at the inlet of the tank to even out the sludge load, providing consistent sludge for thickening and disposal.

Heavy Sludge Production



The CT2 sludge collection system can be designed to compensate for high-solids-production water with a double header driven by a single cable system. The travel length of the header is designed to draw the desired amount of sludge from the basin where sludge production is greatest. Double headers also accommodate extra-long basin design.

Flexible Installation Design



The Leopold CT2 sludge collection system can be designed to accommodate extra-wide sedimentation tanks. And each track can be separately controlled to vary the number of passes and the speed of each pass.

19.9 Sistema SCADA propuesto para la planta potabilizadora de Tacuarembó

19.9.1 Definición de sistema SCADA

SCADA, su sigla, en inglés significa Supervisory Control And Data Acquisition (Supervisión, Control y Adquisición de Datos) es un software para ordenadores que permite controlar y supervisar procesos industriales a distancia. Facilita la retroalimentación en tiempo real con los dispositivos de campo (sensores y actuadores), y controla el proceso automáticamente. Provee de toda la información que se genera en el proceso productivo (supervisión, control calidad, control de producción, almacenamiento de datos, etc.) y permite su gestión e intervención. La realimentación, también denominada retroalimentación o feedback es, en una organización, el proceso de compartir observaciones, preocupaciones y sugerencias, con la intención de recabar información, a nivel individual o colectivo, para mejorar o modificar diversos aspectos del funcionamiento de una organización. La realimentación tiene que ser bidireccional de modo que la mejora continua sea posible, en el escalafón jerárquico, de arriba para abajo y de abajo para arriba. En la teoría de control, la realimentación es un proceso por el que una cierta proporción de la señal de salida de un sistema se redirige de nuevo a la entrada. Esto es de uso frecuente para controlar el comportamiento dinámico del sistema.

Existen dos tipos de sistemas principalmente: los de lazo abierto o no realimentados y los de lazo cerrado o realimentados. Los sistemas de lazo cerrado funcionan de tal manera que hacen que la salida vuelva al principio para que se analice la diferencia con un valor de referencia y en una segunda opción la salida se vaya ajustando, así hasta que el error sea 0. Cualquier sistema que tenga como objeto controlar una cantidad como por ejemplo temperatura, velocidad, presión, caudal, fuerza, posición, etc. son normalmente de lazo cerrado. Los sistemas de lazo abierto no se comparan a la variable controlada con una entrada de referencia. Cada ajuste de entrada determina una posición de funcionamiento fijo en los elementos de control (por ejemplo con temporizadores).

La instalación de este sistema es realizada por empresas idóneas del tema, el cual escapa del alcance de este proyecto, sin embargo a continuación se explicará, en forma resumida, como funcionan estos sistemas de control que en la actualidad son muy útiles en la operación de una planta de tratamiento. Actualmente la planta potabilizadora de Tacuarembó no cuenta con estos sistemas de monitoreo continuo en ninguna de sus etapas, debido a esto, los operarios realizan diariamente muestreos en cada etapa de tratamiento para evaluar cómo evoluciona el tratamiento de etapa a etapa. Se controla turbiedad, pH, alcalinidad etc. Sin embargo, la UPA cuenta con un sistema SCADA, el cual permite el control y la operación de dicha unidad. En la Figura 19.1 se presenta la computadora donde se opera la UPA.



Figura 19.1. Computadora por la cual se opera la UPA actualmente

En dicha computadora, entre otras, se ajusta la velocidad de giro de los agitadores mecánicos de la etapa de floculación, dependiendo de la calidad del agua bruta que se esté tratando.

El flujo de la información en los sistemas SCADA es como se describe a continuación: El fenómeno físico lo constituye la variable que deseamos medir. Dependiendo del proceso, la naturaleza del fenómeno es muy diversa: presión, temperatura, flujo, potencia, intensidad de corriente, voltaje, pH, densidad, etc. Este fenómeno debe traducirse a una variable que sea inteligible para el sistema SCADA, es decir, en una variable eléctrica.

Para ello, se utilizan los sensores o transductores, los cuales convierten las variaciones del fenómeno físico en variaciones proporcionales de una variable eléctrica. Las variables eléctricas más utilizadas son: el voltaje, corriente, carga, resistencia o capacitancia. Estos tipos de señales eléctricas deben ser procesadas para ser entendidas por una computadora digital. Para lo anterior se utilizan acondicionadores de señal, cuya función es la de referenciar estos cambios eléctricos a una misma escala de corriente o voltaje. Una vez que se acondiciona la señal, la misma se convierte en un valor digital equivalente en el bloque de conversión de datos. La computadora almacena esta información, la cual es utilizada para su análisis y para la toma de decisiones. Simultáneamente se muestra la información al usuario del sistema, en tiempo real. Basado en la información, el operador puede tomar la decisión de realizar una acción de control sobre el proceso. El operador comanda la computadora a realizarla, y de nuevo debe convertirse la información digital a una señal eléctrica. Esta señal eléctrica es procesada por una salida de control, el cual funciona como un acondicionador de señal, la cual ejecuta el funcionamiento de un dispositivo dado, como podría ser un setpoint de un controlador.

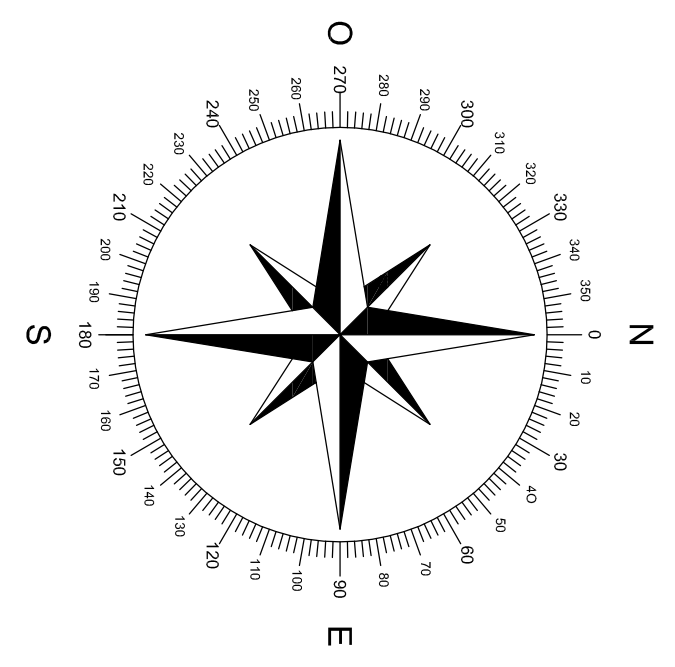
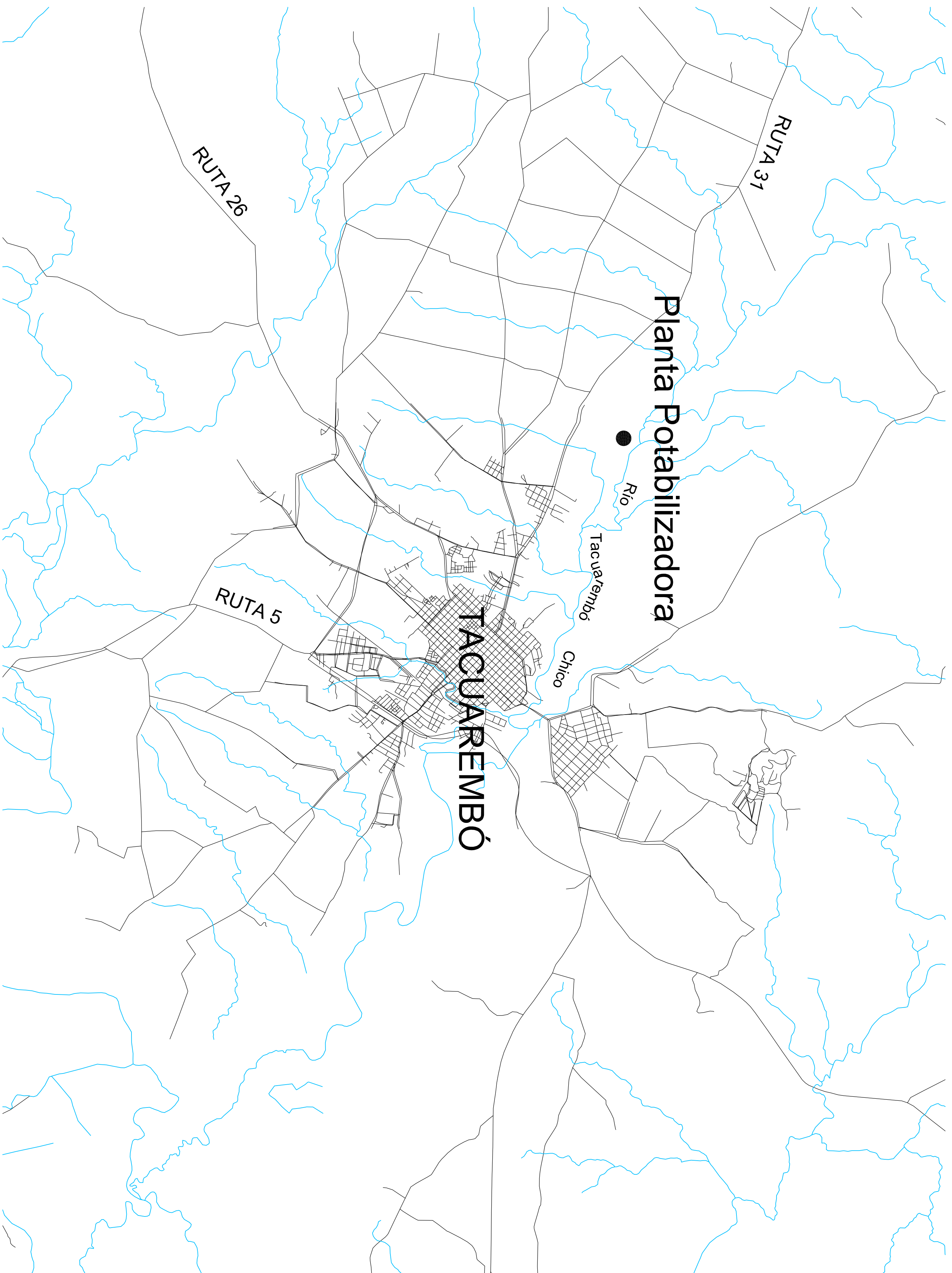
Para evaluar si un sistema SCADA es necesario para manejar una instalación dada, el proceso a controlar debe cumplir las siguientes características:

- El número de variables del proceso que se necesita monitorear es alto. Es el caso de una planta potabilizadora, en la cual es necesario saber en todo momento la evolución del tratamiento a lo largo de sus etapas, por ejemplo: las características del agua bruta antes de ingresar a la etapa de coagulación (alcalinidad), control de la temperatura, la cual influye tanto en la etapa de coagulación como en la etapa de floculación, ya que es un parámetro que incide directamente en los gradientes de velocidad generados en las etapas mencionadas.

- El proceso está geográficamente distribuido. Esta condición no es limitativa, ya que puede instalarse un SCADA para la supervisión y control de un proceso concentrado en una localidad.
- La información del proceso se necesita en el momento en que los cambios se producen en el mismo, o en otras palabras, la información se requiere en tiempo real. El cuál es el caso del control del cloro residual en las tuberías de impulsión, en el caso de no cumplir con el valor mínimo establecido se debe corregir la dosis de cloro suministrada en el tanque de agua filtrada previo a su elevación.
- La necesidad de optimizar y facilitar las operaciones de la planta, así como la toma de decisiones, tanto gerenciales como operativas.
- Los beneficios obtenidos en el proceso justifican la inversión en un sistema SCADA. Estos beneficios pueden reflejarse como aumento de la efectividad de la producción, de los niveles de seguridad, etc. Como fue visto, en la sala de cloración es necesario la instalación de sensores los cuales indiquen si existe una fuga de cloro gas, la cual en concentraciones superiores a 3 ppm activará luces y alarmas en dicha sala y avisará en el sistema de control lo que está sucediendo en dicho recinto.
- La complejidad y velocidad del proceso permiten que la mayoría de las acciones de control sean iniciadas por un operador. En caso contrario, se requerirá de un Sistema de Control Automático, el cual lo puede constituir un Sistema de Control Distribuido, PLC's, Controladores a Lazo Cerrado o una combinación de ellos.

Por lo tanto un sistema SCADA tiene las siguientes funciones básicas, las cuales son muy importantes para el control y la operación de la planta potabilizadora:

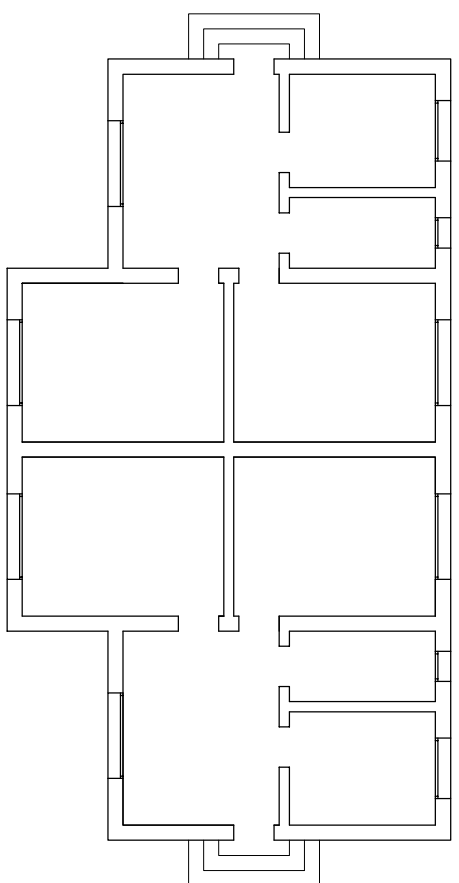
- Recabar, almacenar y mostrar información, en forma continua y confiable, correspondiente a la señalización de campo: estados de dispositivos, mediciones, alarmas, etc.
- Ejecutar acciones de control iniciadas por el operador, tales como: abrir o cerrar válvulas, arrancar o parar bombas, etc.
- Alertar al operador de cambios detectados en la planta, tanto aquellos que no se consideren normales (alarmas) como cambios que se produzcan en la operación diaria de la planta (eventos). Estos cambios son almacenados en el sistema para su posterior análisis.
- Aplicaciones en general, basadas en la información obtenida por el sistema, tales como: reportes, gráficos de tendencia, historia de variables, cálculos, predicciones, detección de fugas, etc.



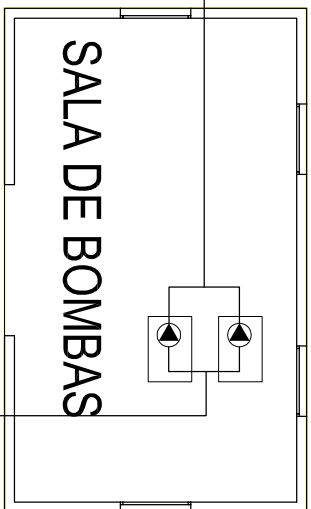
ÍNDICE DE LÁMINAS

- 01- UBICACIÓN
- 02- ESTADO ACTUAL PLANTA y MODIFICACIONES
- 03- PLANTA CON AMPLIACIÓN
- 04- PERIL HIDRÁULICO y CORTE GENERAL
- 05- OBRA DE TOMA
- 06- FLOCULADORES y PARSHALL
- 07- SEDIMENTADORES
- 08- FILTROS
- 09- FILTROS DE CARBÓN ACTIVADO GRANULAR
- 10- TANQUE DE AGUA FILTRADA
- 11- DESAGÜES
- 12- DOSIFICACIÓN DE PRODUCTOS QUÍMICOS

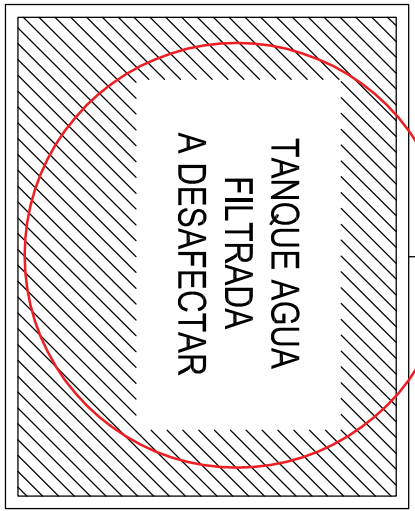
			
FACULTAD DE INGENIERÍA			
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E INGENIERÍA AMBIENTAL			
ESTUDIO DE AMPLIACIÓN DE LA PLANTA POTABILIZADORA DE TACUAREMBO			
UBICACIÓN E INDICE DE LÁMINAS		Escala:	Fecha:
Tutores:		1/50000	Octubre 2015
Msc. Ing. Danilo Ríos Dr. Ing. Cristian Chirales		Alumnos:	Límite:
		Pablo Garcill Manuel Térrera	
		01	



Impulsión Agua Potable
a Sistema de Distribución



ZONA DE UBICACIÓN
SEGUNDA LÍNEA DE TRATAMIENTO
A CONSTRUIR



SEDIMENTADOR 1
A MODIFICAR

FILTROS 1
A MODIFICAR

TALLER
A MODIFICAR

CÁMARA DE MEZCLA
A DEMOLER
COAGULACION

FLOCULACION

SEDIMENTADOR 2

FILTROS 2

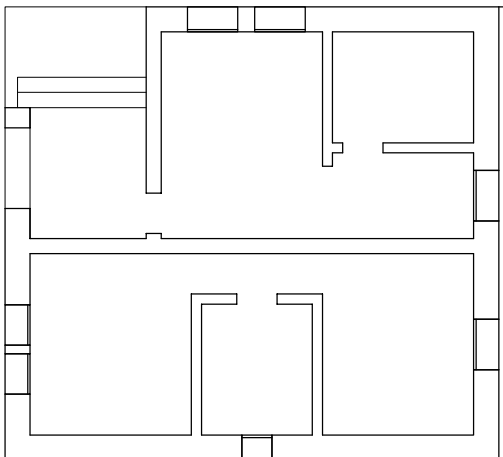
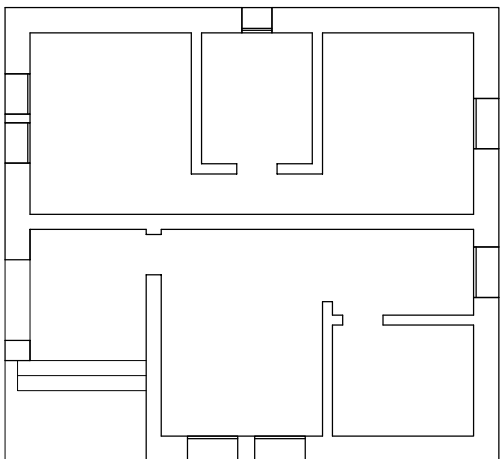
PRODUCTOS
QUÍMICOS

CAMINERÍA
A AGREGAR

ZONA DE UBICACIÓN
TRATAMIENTO DE LODOS
A CONSTRUIR

UPA 2000
A DESAFECTAR

ZONA DE UBICACIÓN
APLICACIÓN DE OZONO
A CONSTRUIR



Desagüe General
hacia
río Tacuarembó Chico
a modificar

Impulsión Agua Bruta
hacia Planta Convencional
Ø 325 HF
2 Ø 315 PVC

Ø200
Impulsión Agua Bruta
hacia UPA 2000



FACULTAD DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E INGENIERÍA AMBIENTAL
ESTUDIO DE AMPLIACIÓN DE LA PLANTA
POTABILIZADORA DE TACUAREMBO

ESTADO ACTUAL DE LA PLANTA Y
MODIFICACIONES A EFECTUARSE

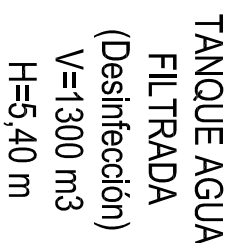
Tutores:
Msc. Ing. Danilo Ríos
Dr. Ing. Cristian Oriales

Alumnos:
Pablo Garcelli
Manuel Térrera

Escala:
1/150
Fecha:
Octubre 2015

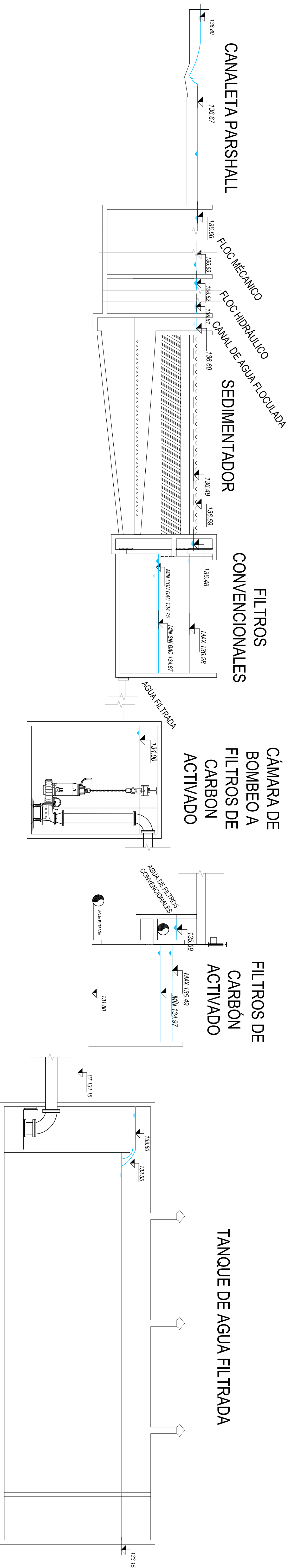
Lamina:
02



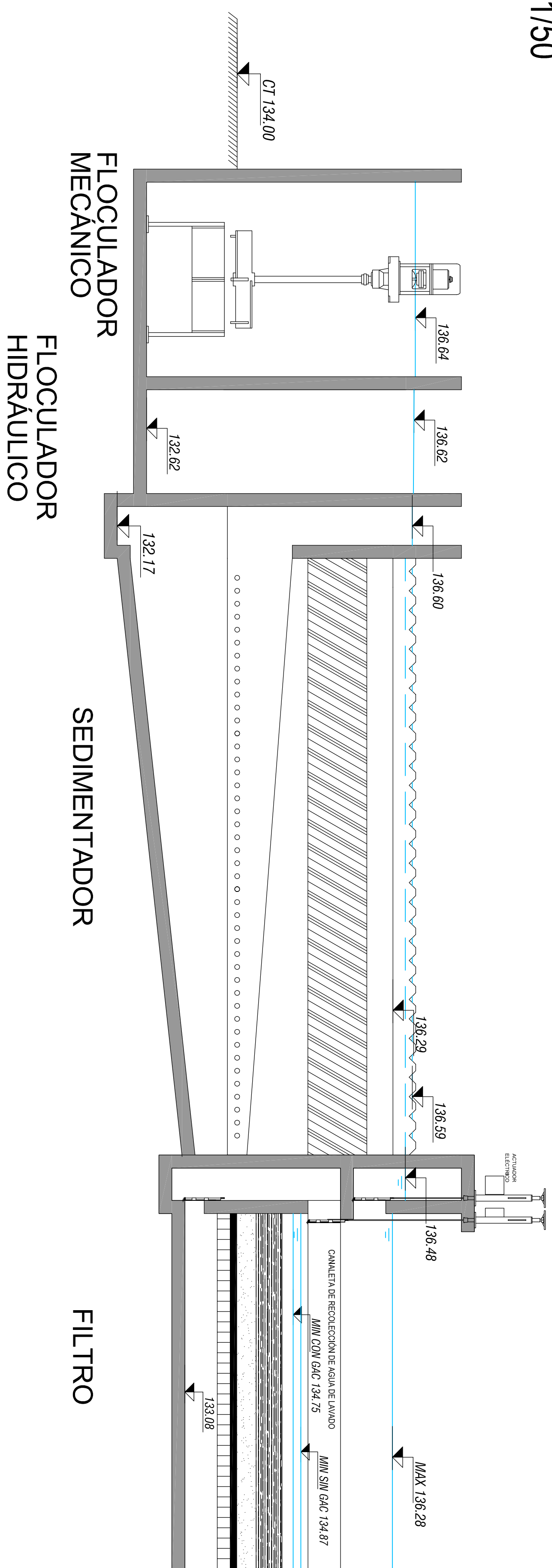


NOTAS:
COTAS REFERIDAS AL CERO OFICIAL.
MEDIDAS EN METROS

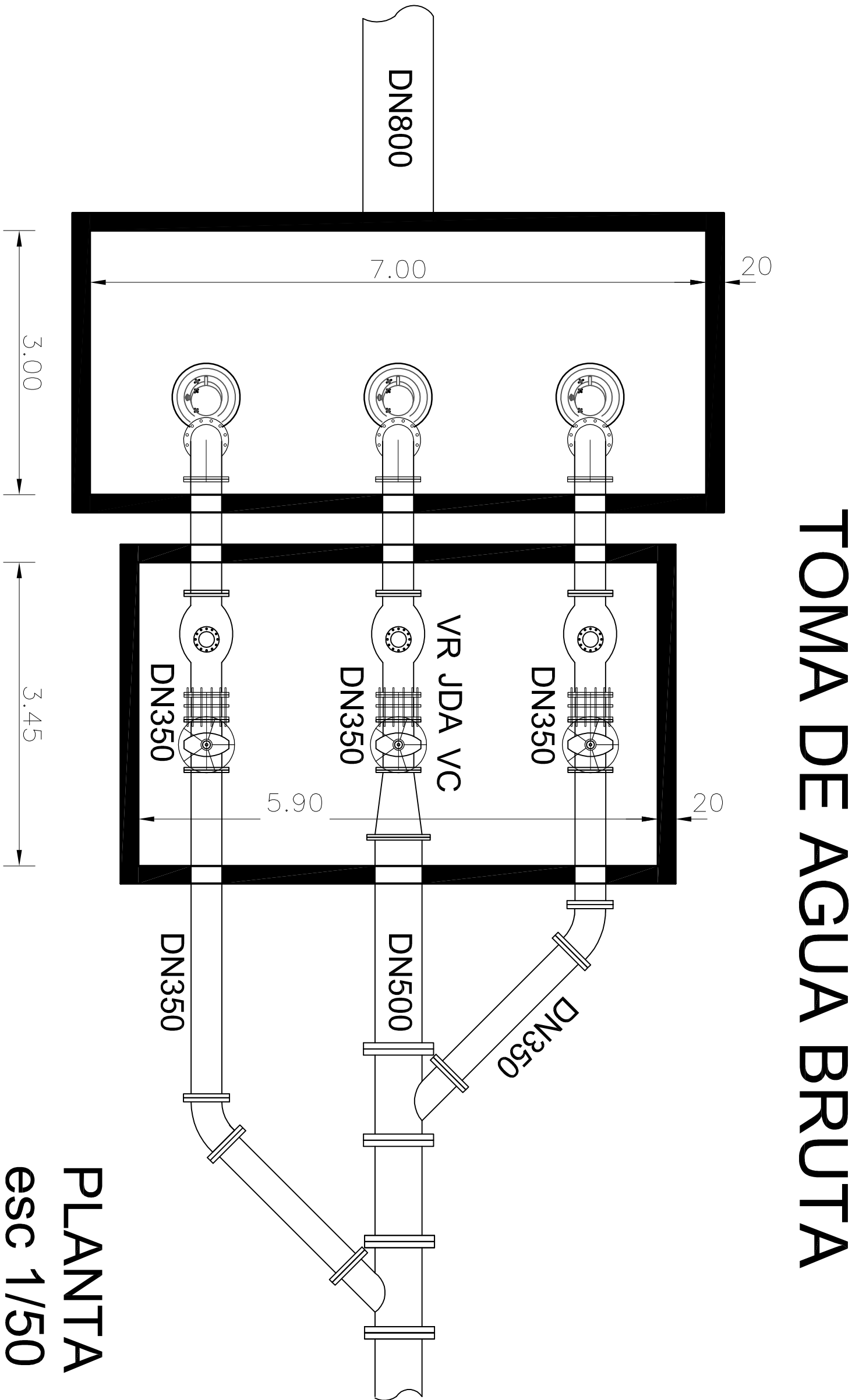
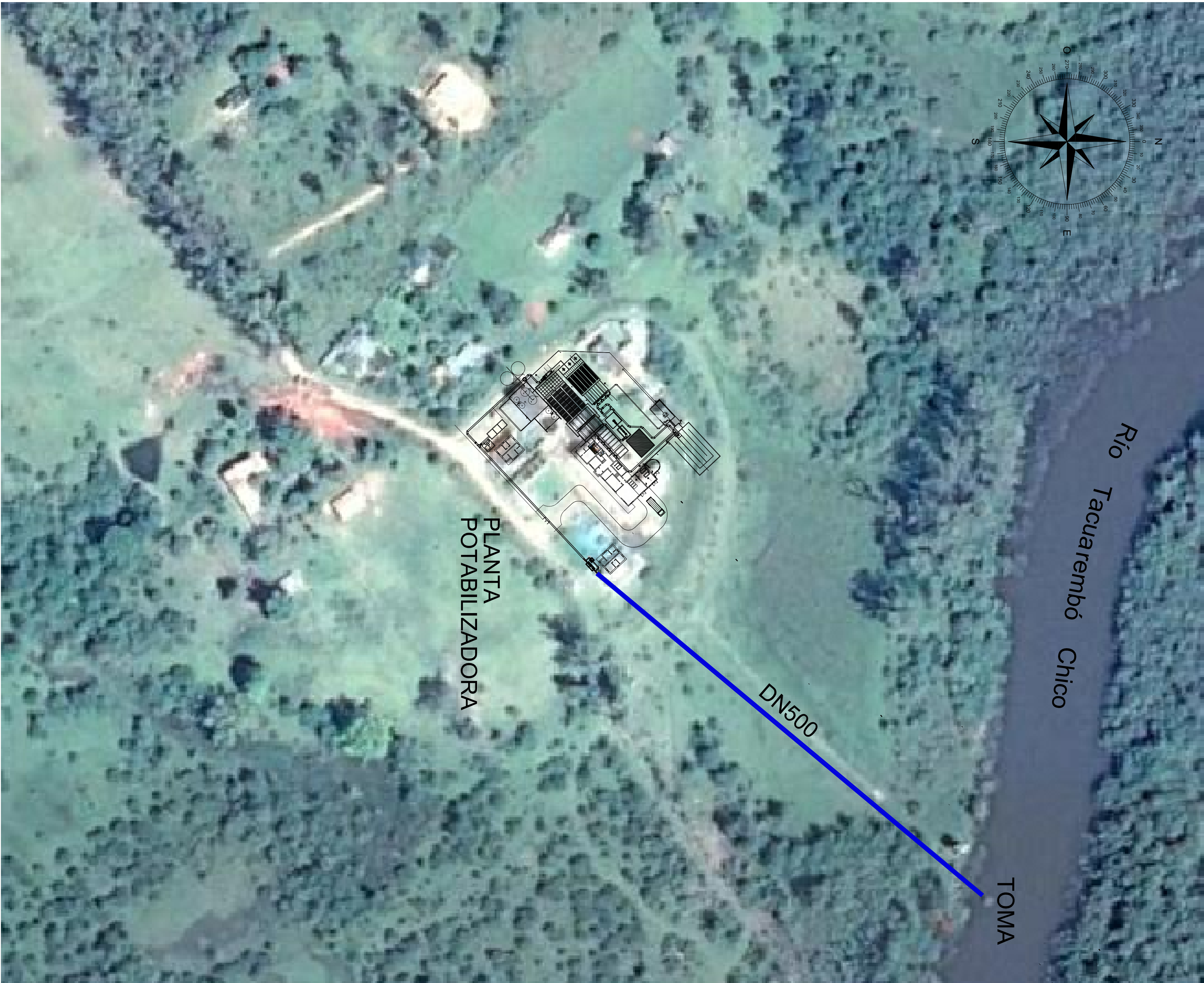
PERFIL HIDRÁULICO



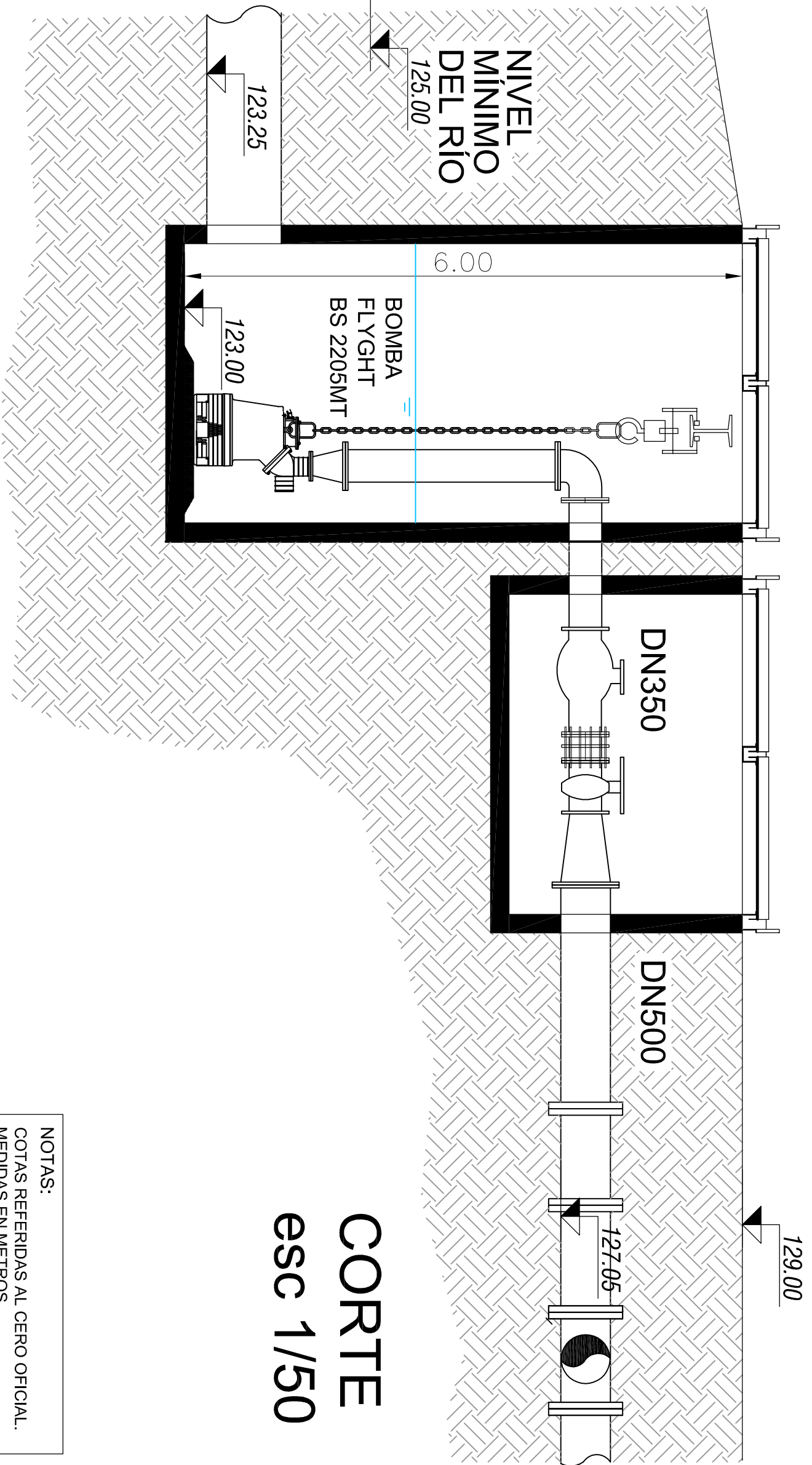
CORTE GENERAL D-D (ver lámina 03)
esc 1/50



NOTAS:
COTAS REFERIDAS AL CERO OFICIAL
MEDIDAS EN METROS



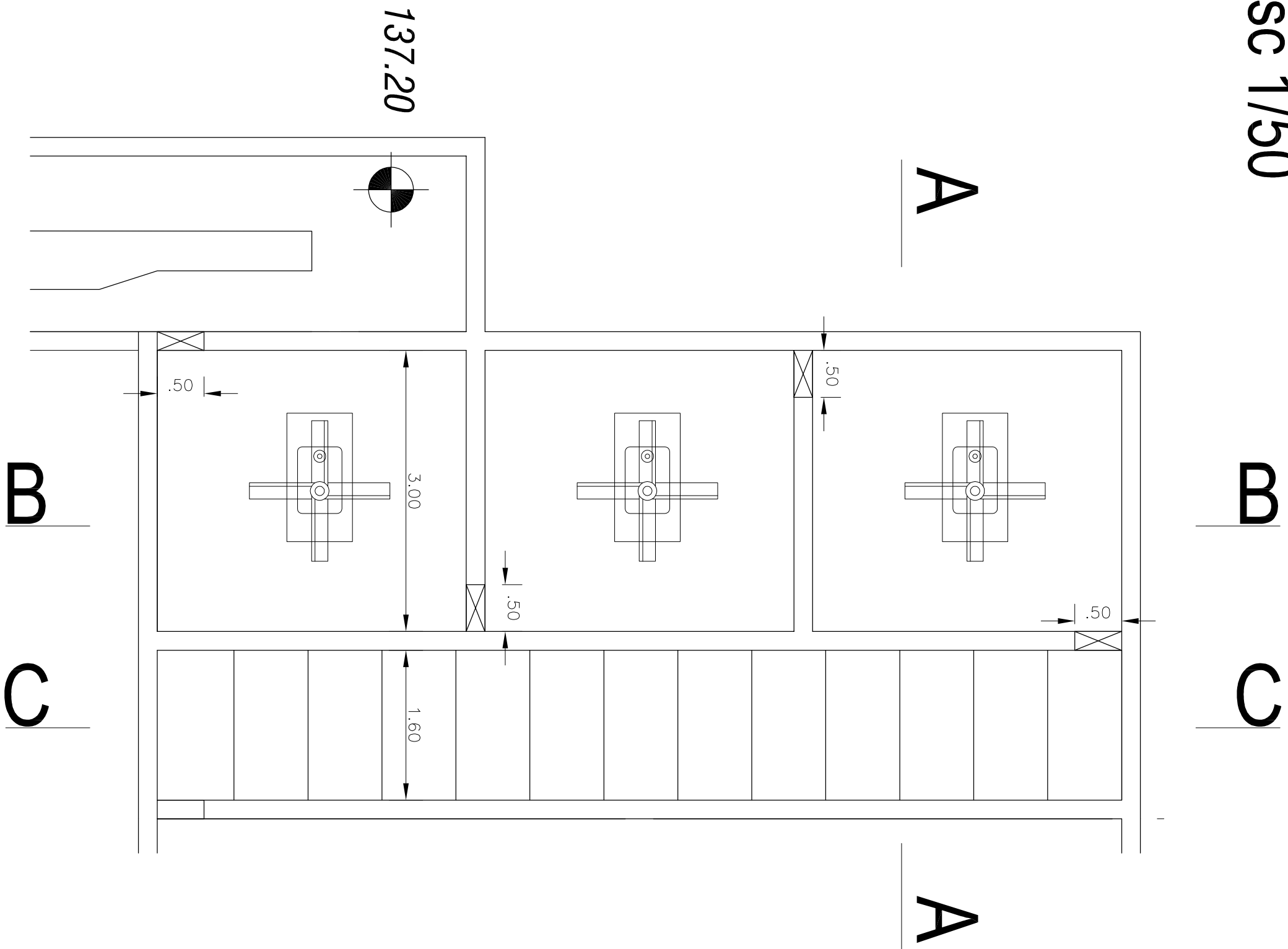
PLANTA
esc 1/50



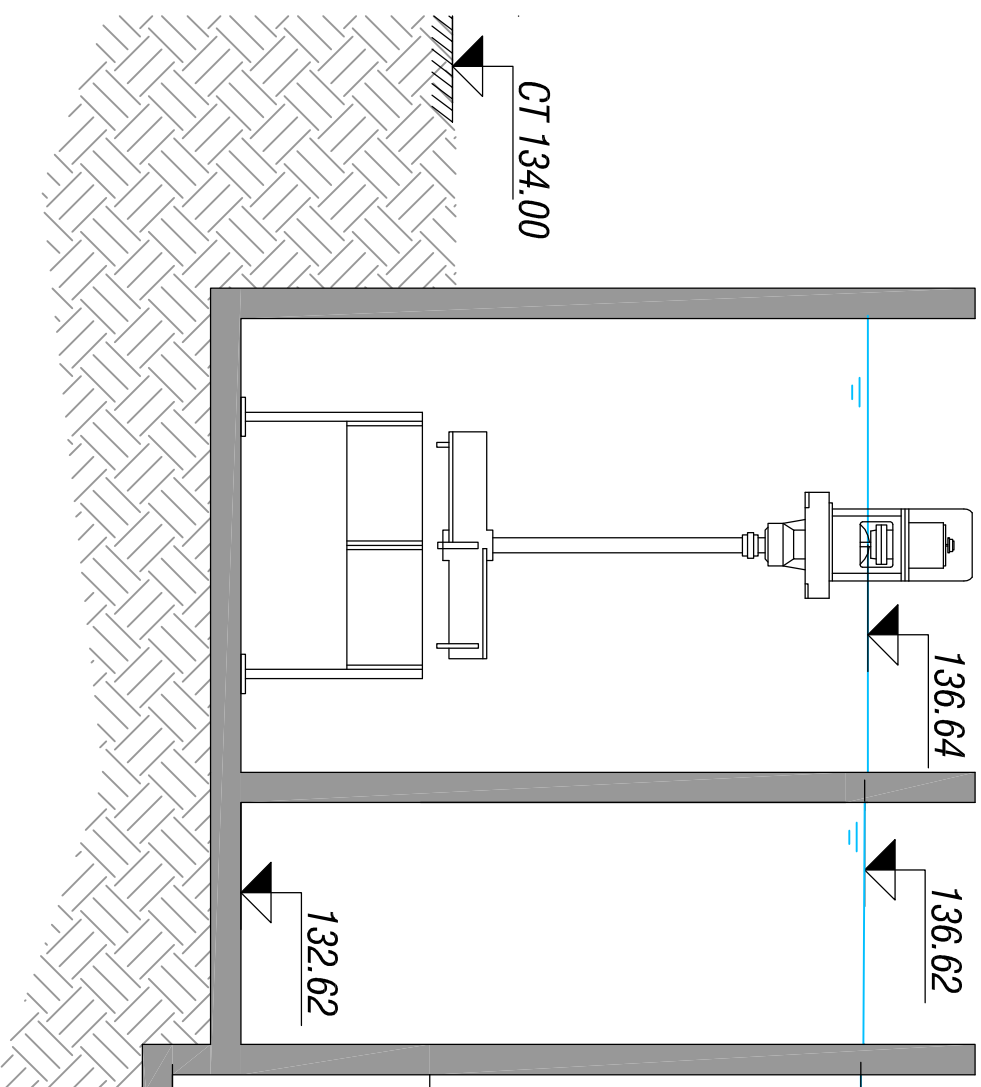
CORTE
esc 1/50

NOTAS:
COTAS REFERIDAS AL CERVO OFICIAL.
MEDIDAS EN METROS

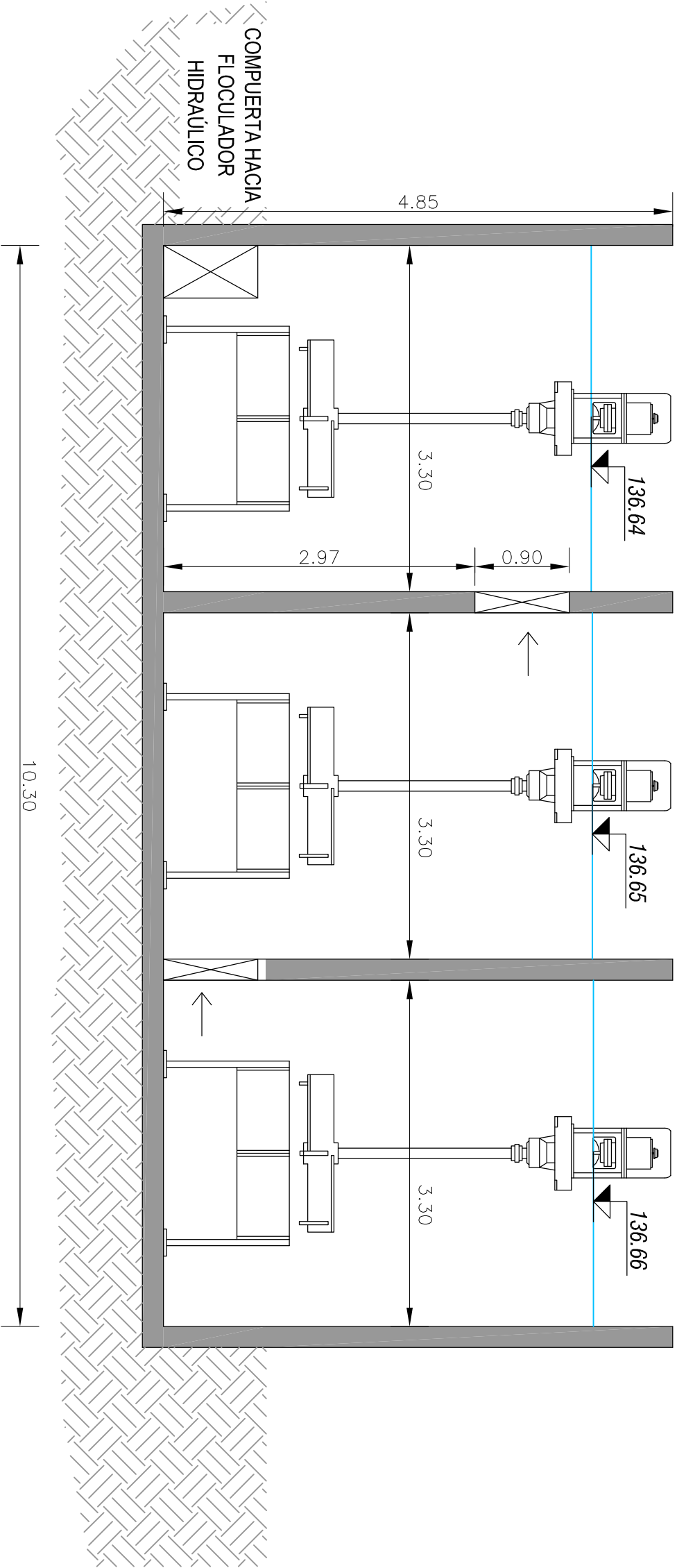
PLANTA
esc 1/50



CORTE A-A
esc 1/50

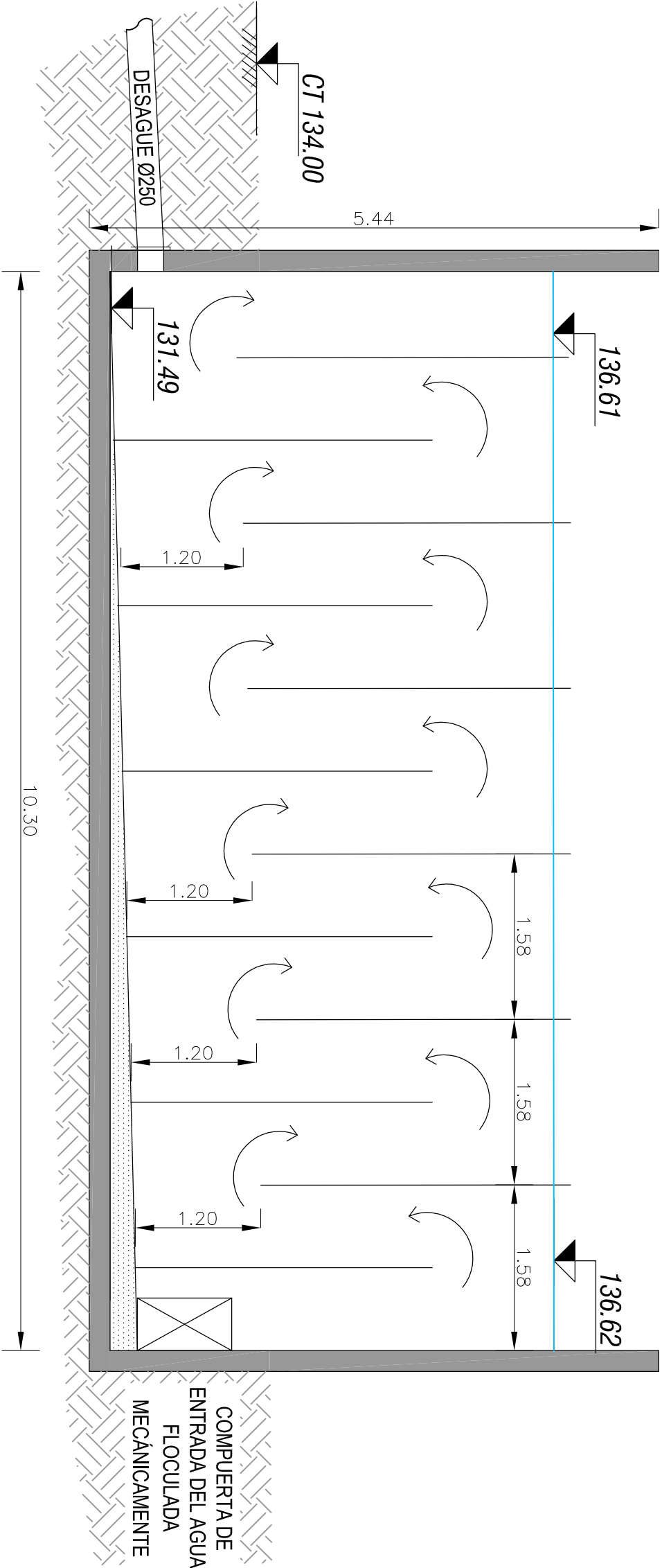


FLOCULADORES MECÁNICOS

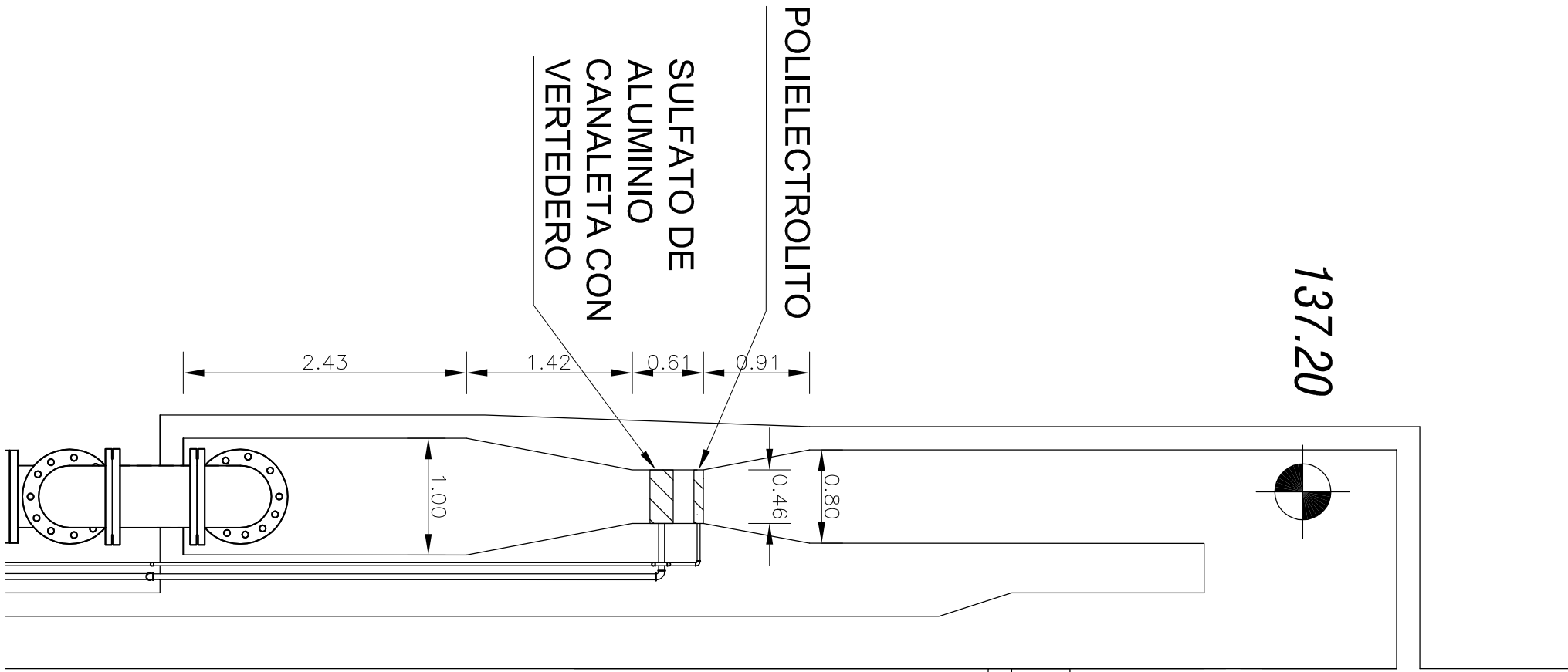


CORTE B-B
esc 1/50

FLOCULADOR HIDRÁULICO

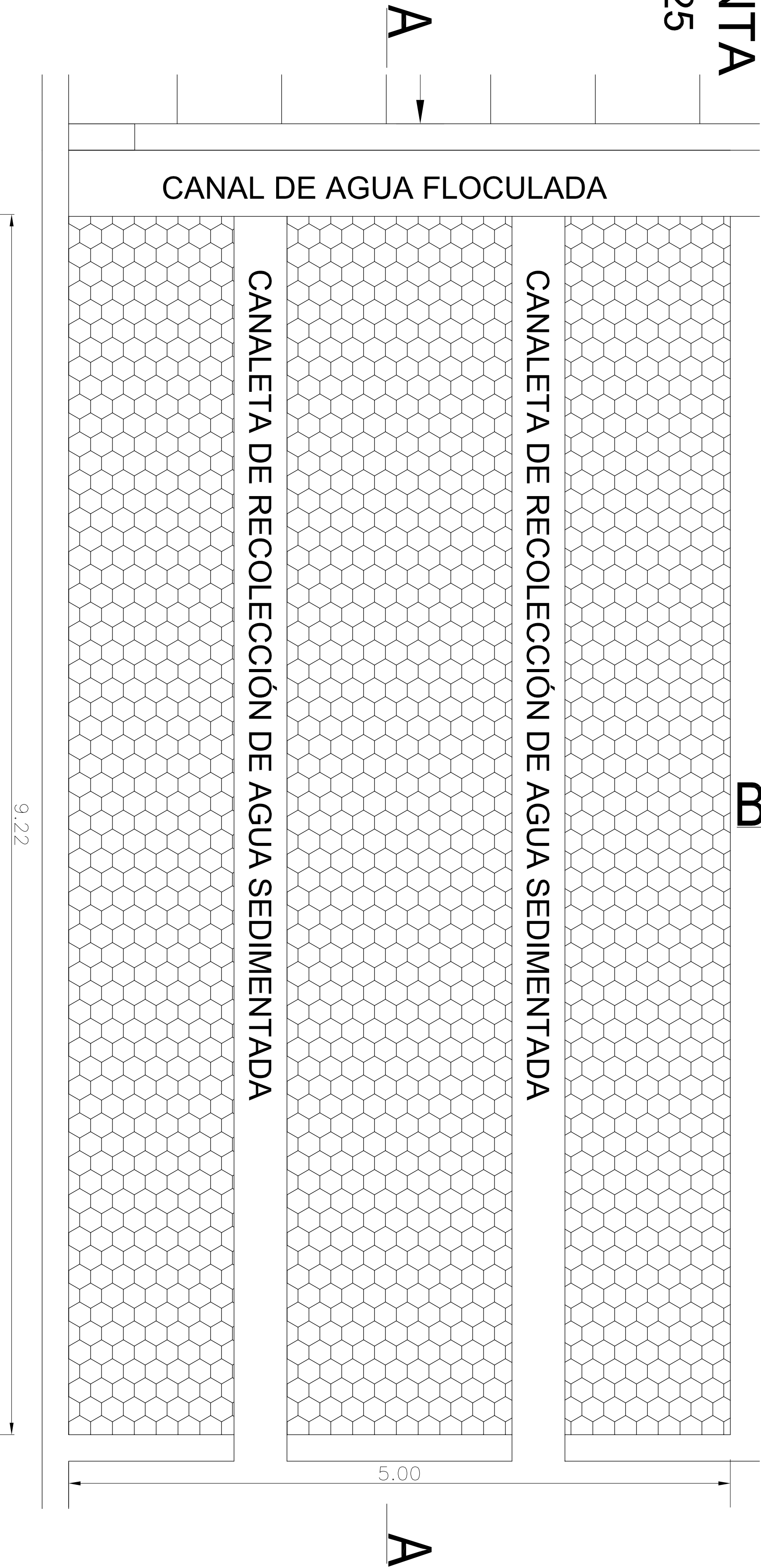


CORTE C-C
esc 1/50

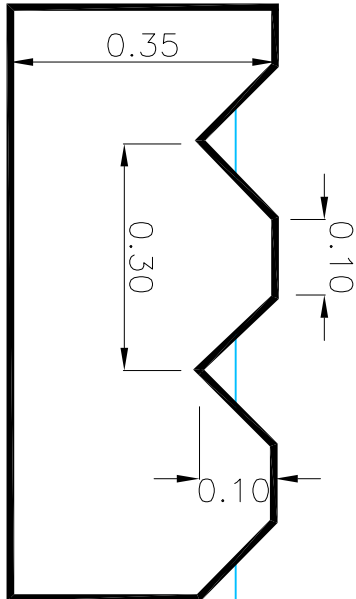


PLANTA PARSHALL
esc 1/50

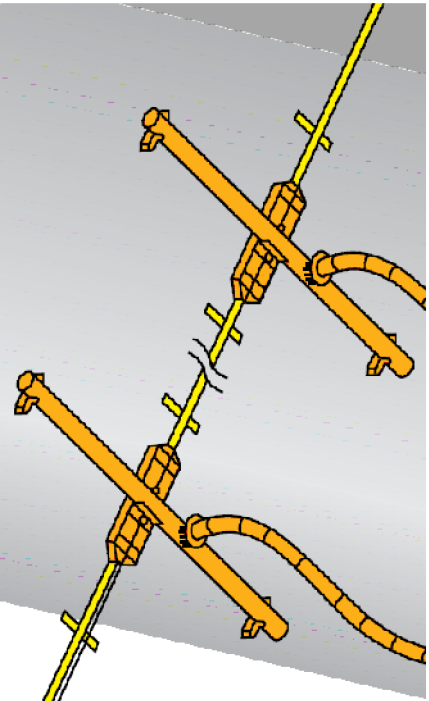
NOTAS:
COTAS REFERIDAS AL CERO OFICIAL.
MEDIDAS EN METROS



NOTAS:
COTAS REFERIDAS AL CERRO OFICIAL.
MEDIDAS EN METROS

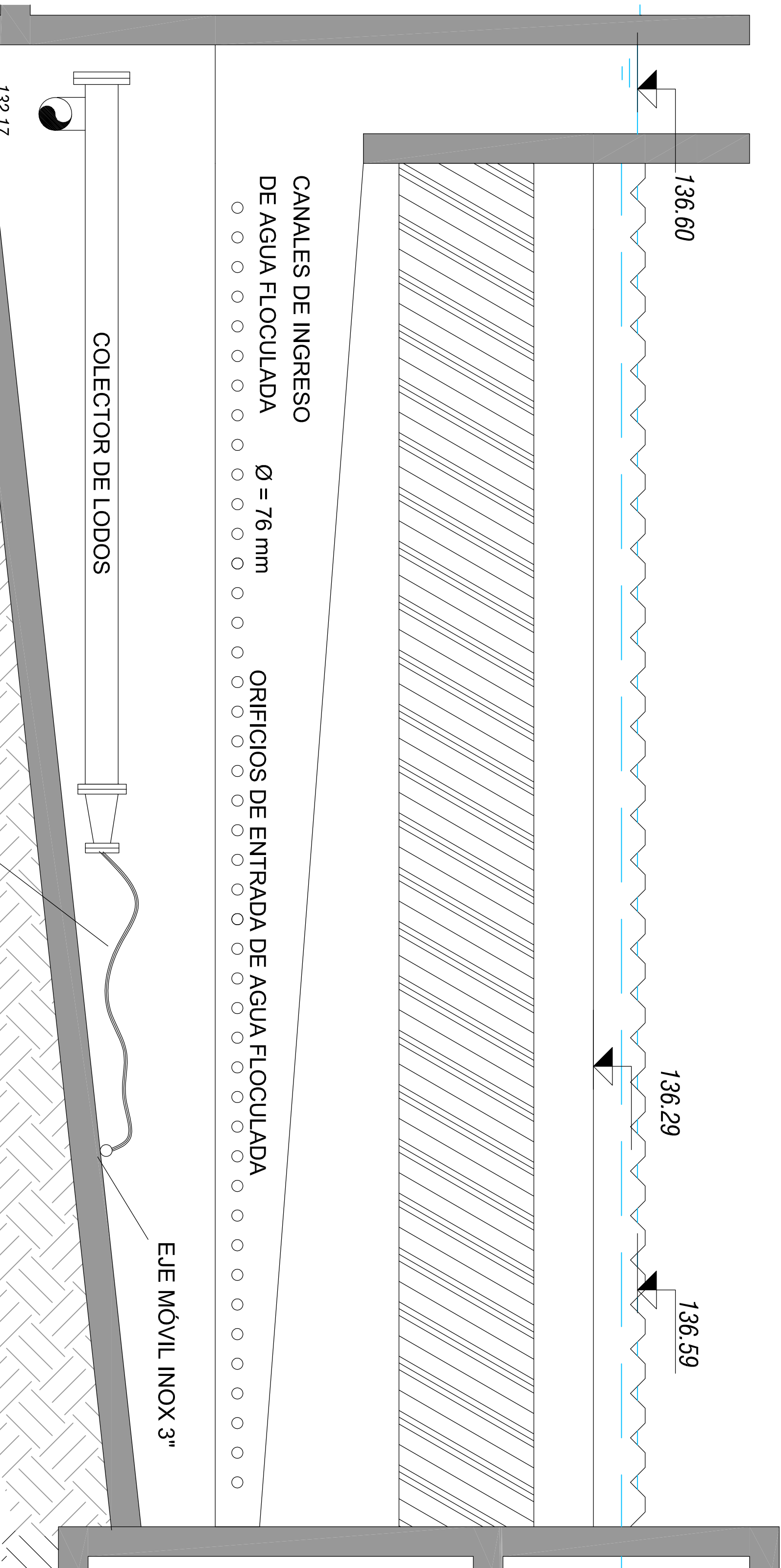


DETALLE CANALETA
DE RECOLECCIÓN
esc 1/10



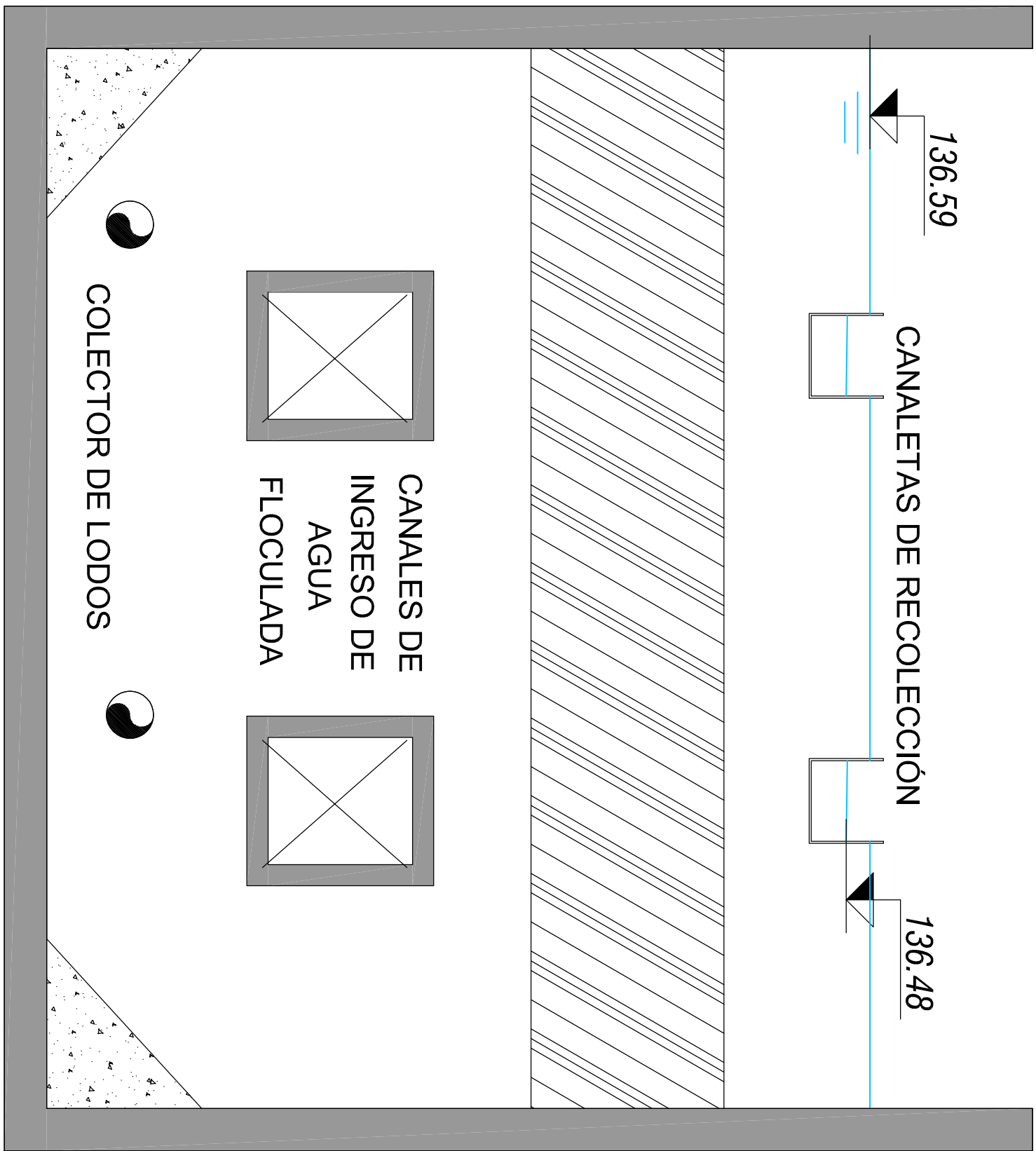
DETALLE COLECTOR
DE LODOS

B



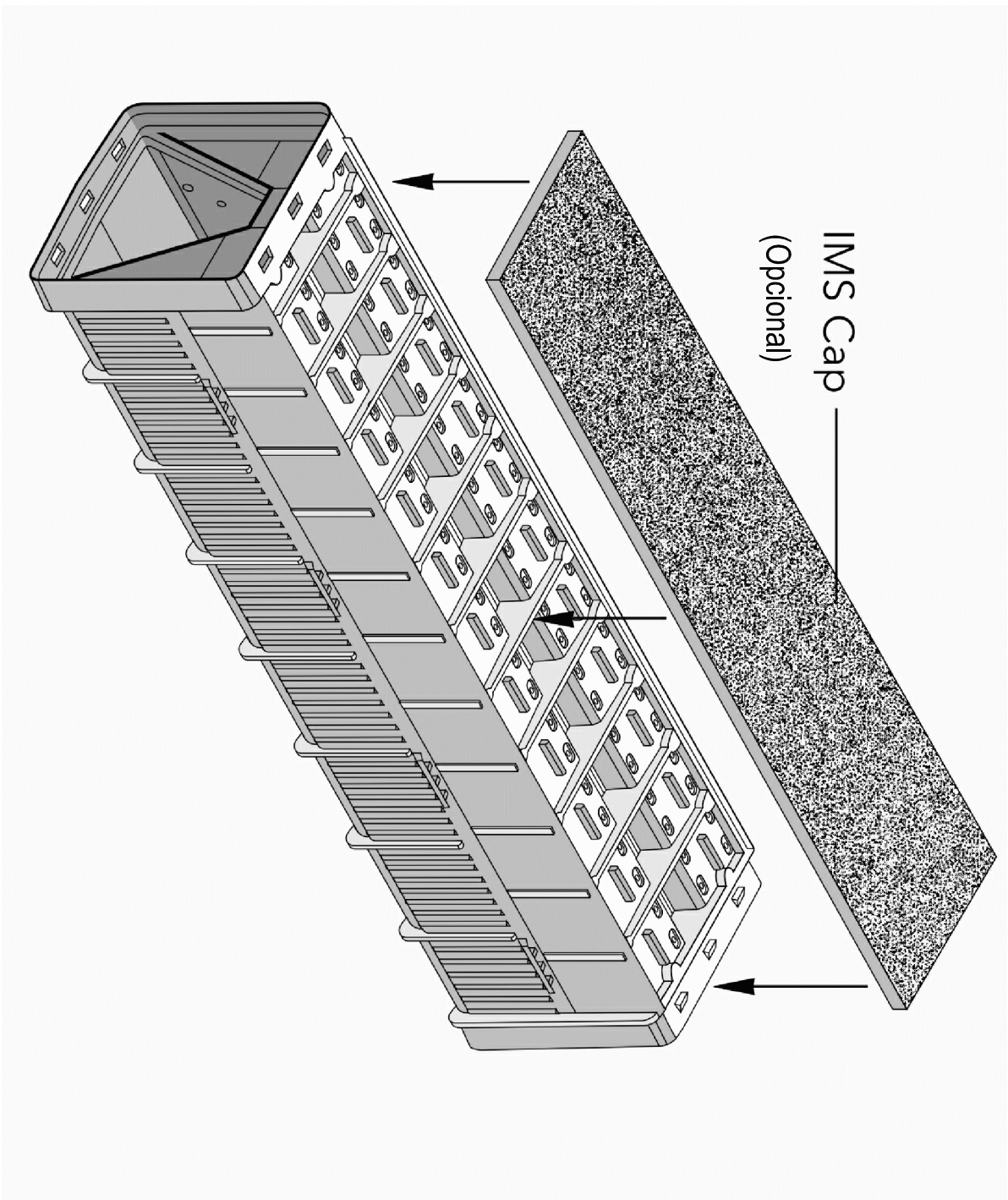
MANGUERA FLEXIBLE
RECOLECCIÓN DE LODO 3\"/>

CORTE A-A
esc 1/25



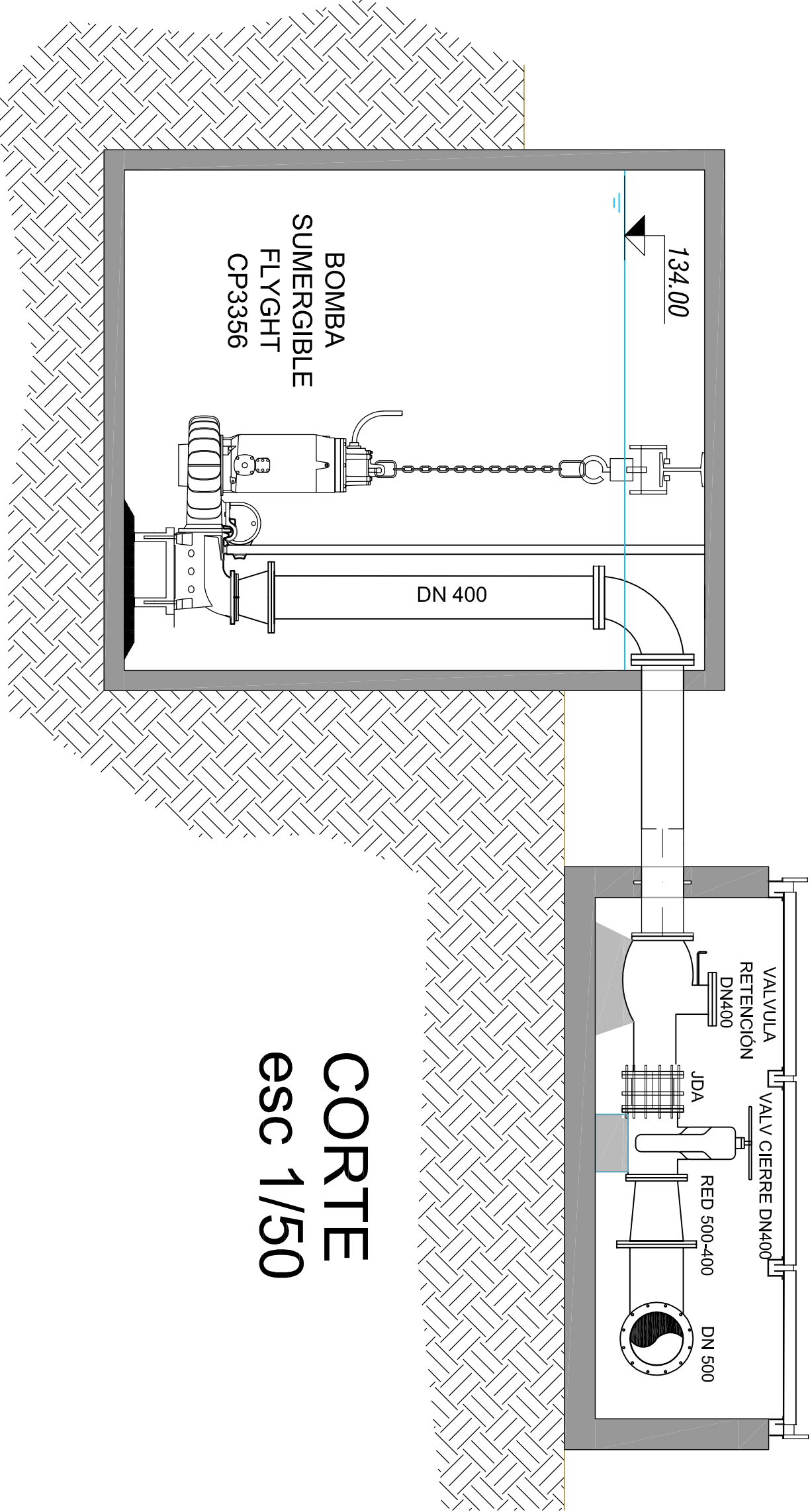
CORTE B-B
esc 1/25

FACULTAD DE INGENIERÍA			
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E INGENIERÍA AMBIENTAL			
ESTUDIO DE AMPLIACIÓN DE LA PLANTA POTABILIZADORA DE TACUAREMBO			
SEDIMENTADORES		Escalas:	Fecha:
Tutores:		1/10	1/25
Msc. Ing. Danilo Ríos		Alumnos:	
Dr. Ing. Cristian Chirales		Pablo Garcill	
		Manuel Térrera	
		Laminar:	
		07	



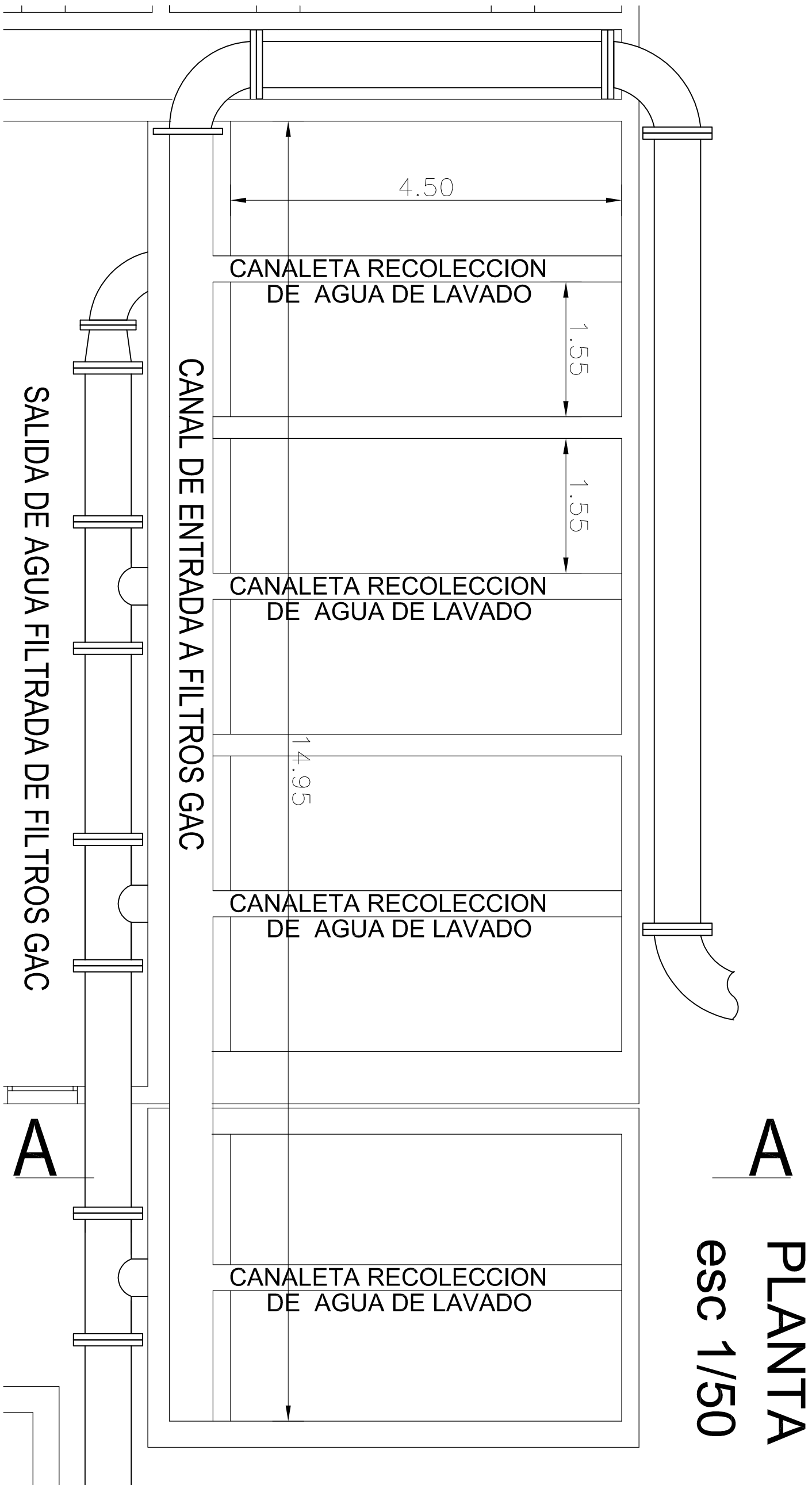
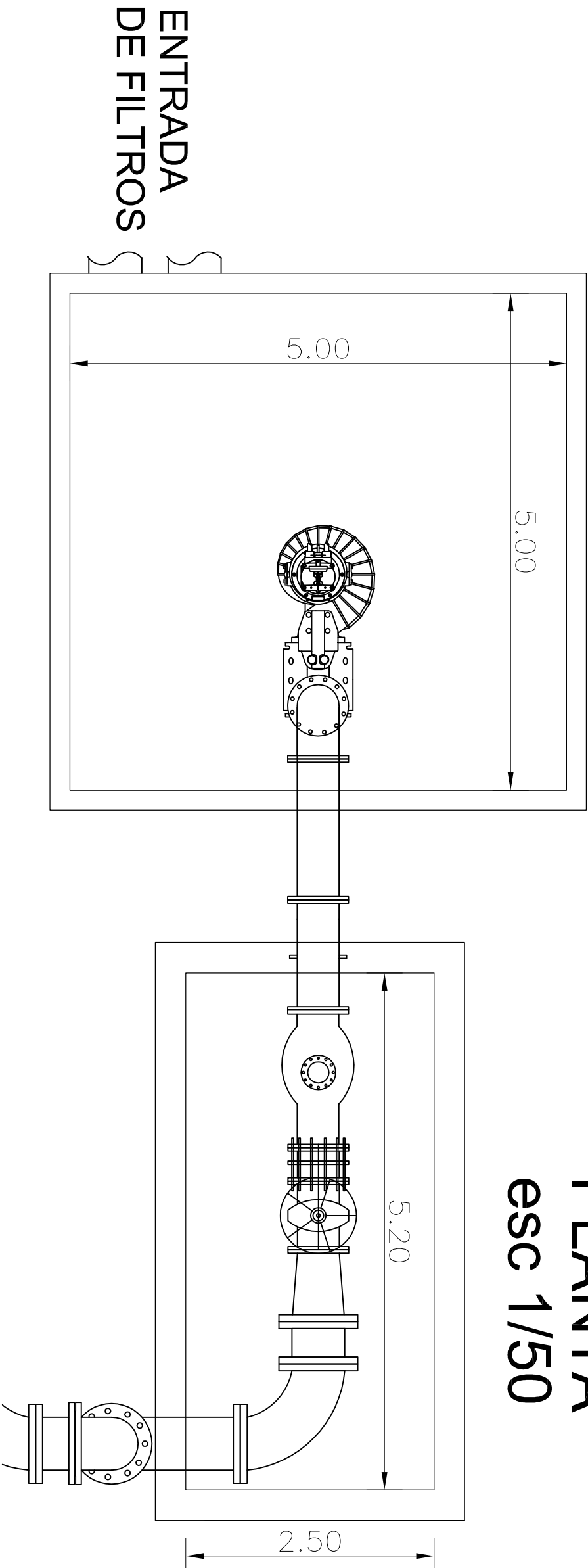
FONDO LEOPOLD

CÁMARA DE BOMBEO A FILTROS GAC



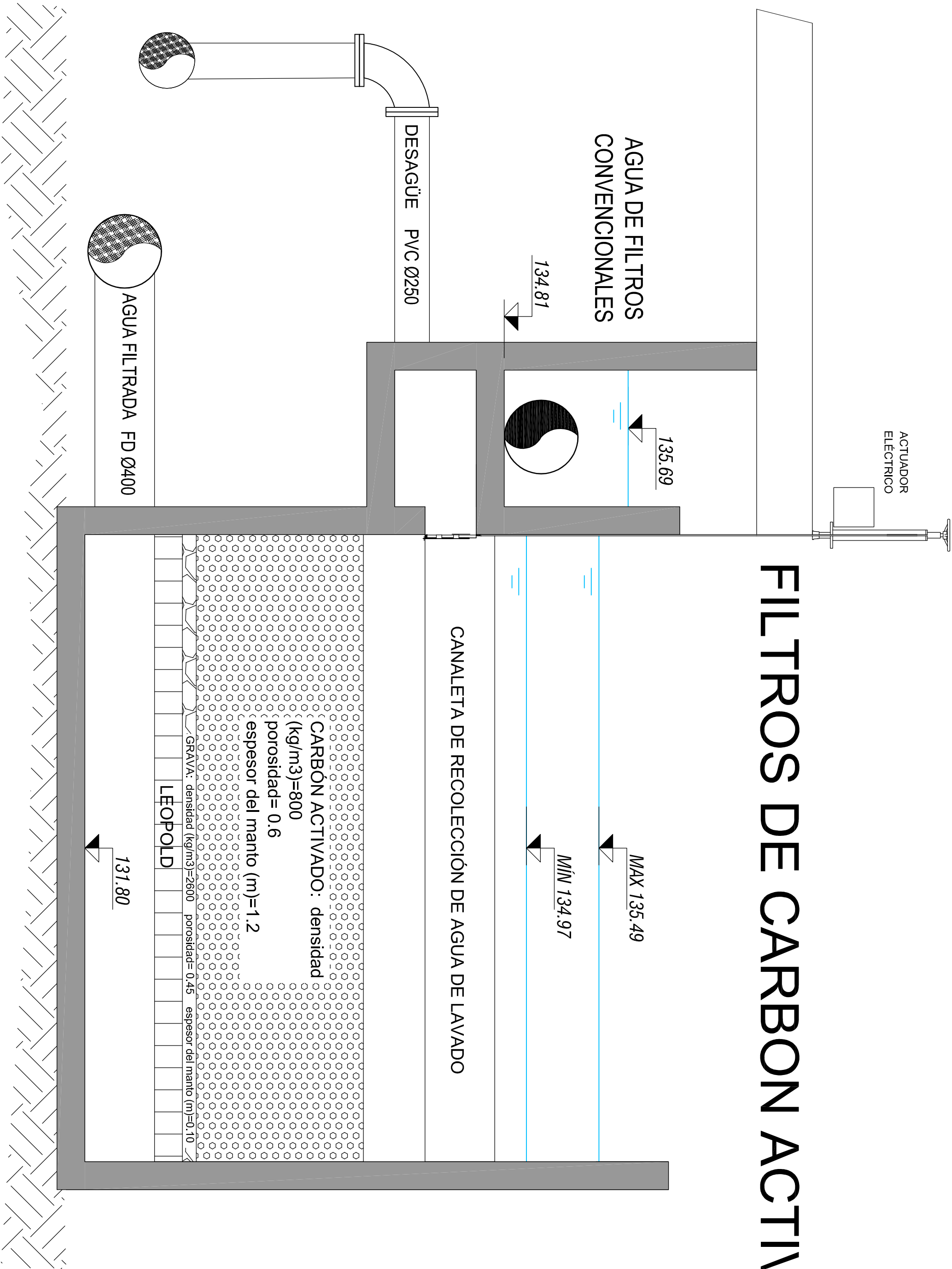
CORTE
esc 1/50

PLANTA
esc 1/50



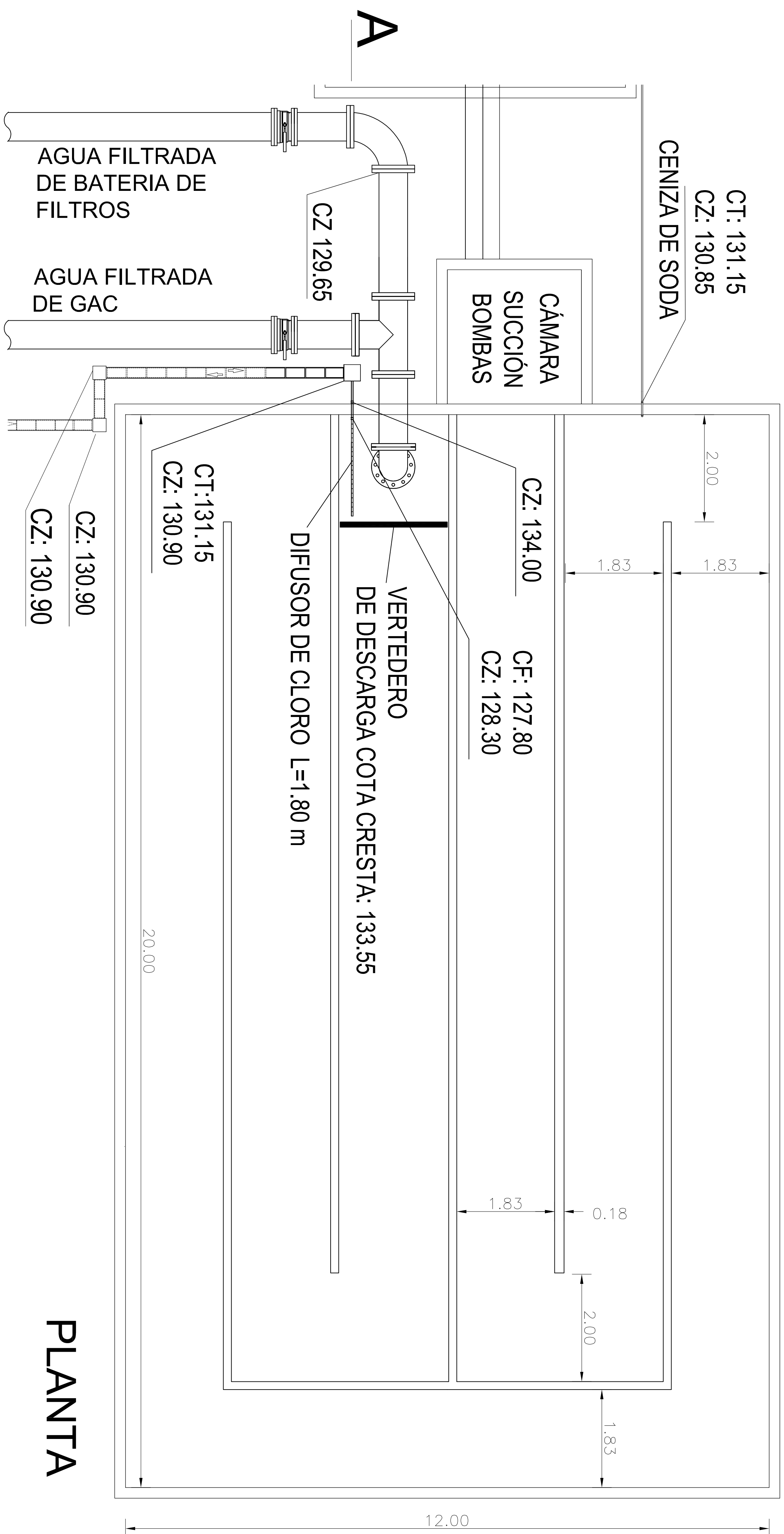
PLANTA
esc 1/50

FILTROS DE CARBON ACTIVADO

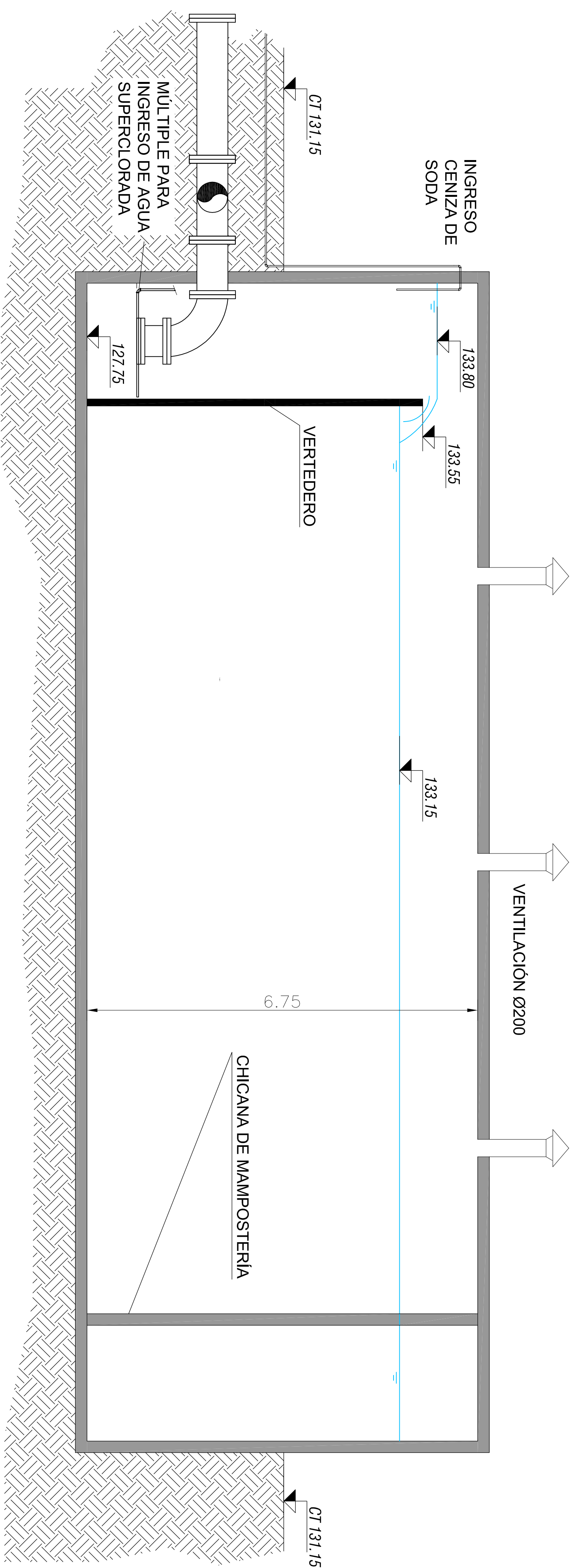


CORTE A-A
esc 1/25

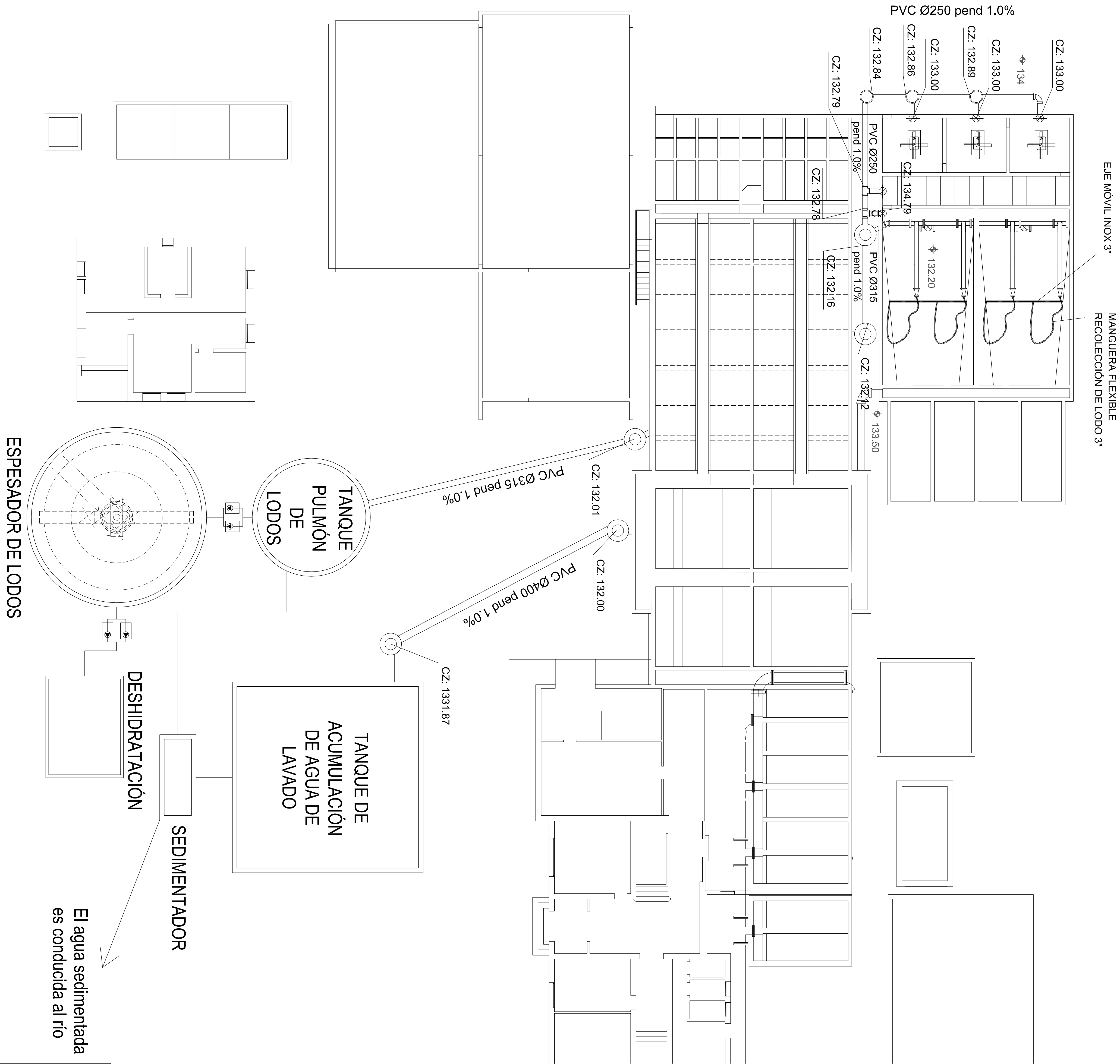
NOTAS:
COTAS REFERIDAS AL CERVO OFICIAL.
MEDIDAS EN METROS.



PLANTA



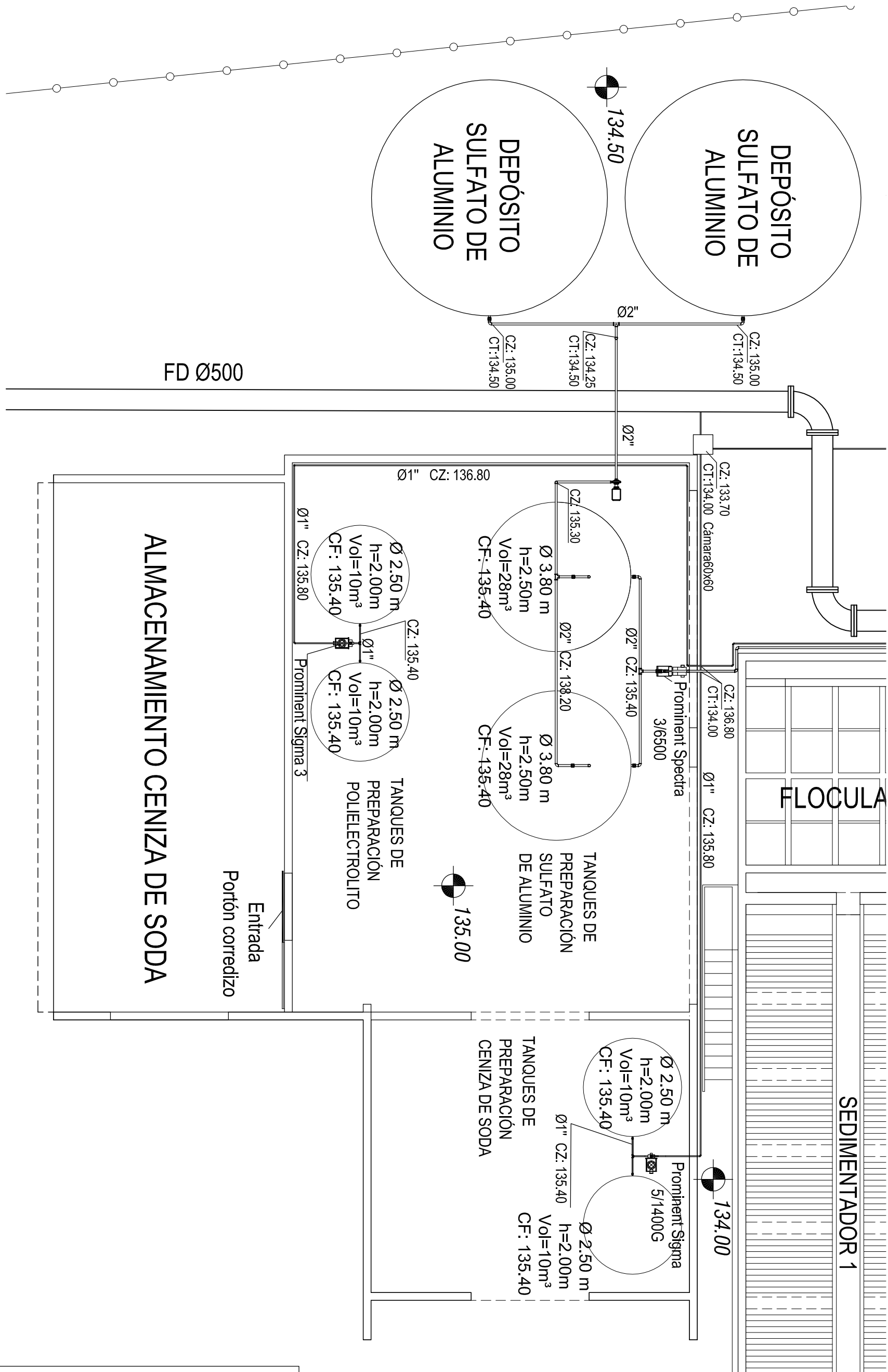
CORTE A-A



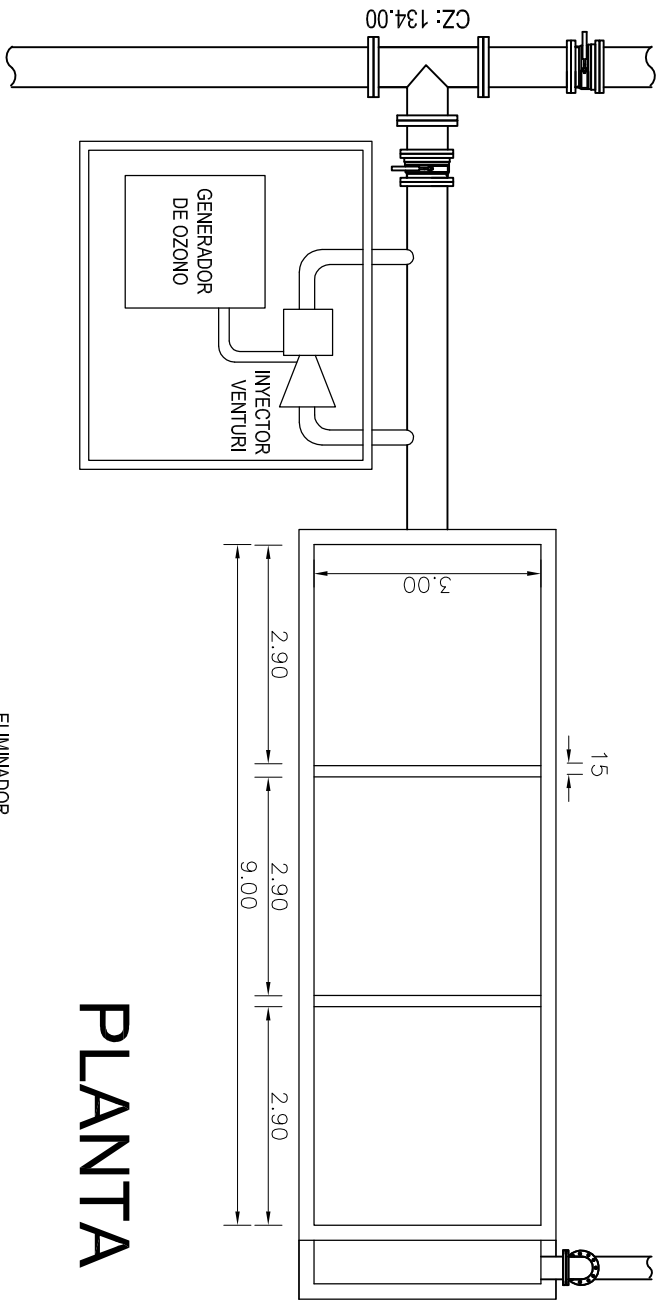
NOTAS:
COTAS REFERIDAS AL CERRO OFICIAL.
MEDIDAS EN METROS

SULFATO DE ALUMINIO
CENIZA DE SODA
POLIELECTROLITO

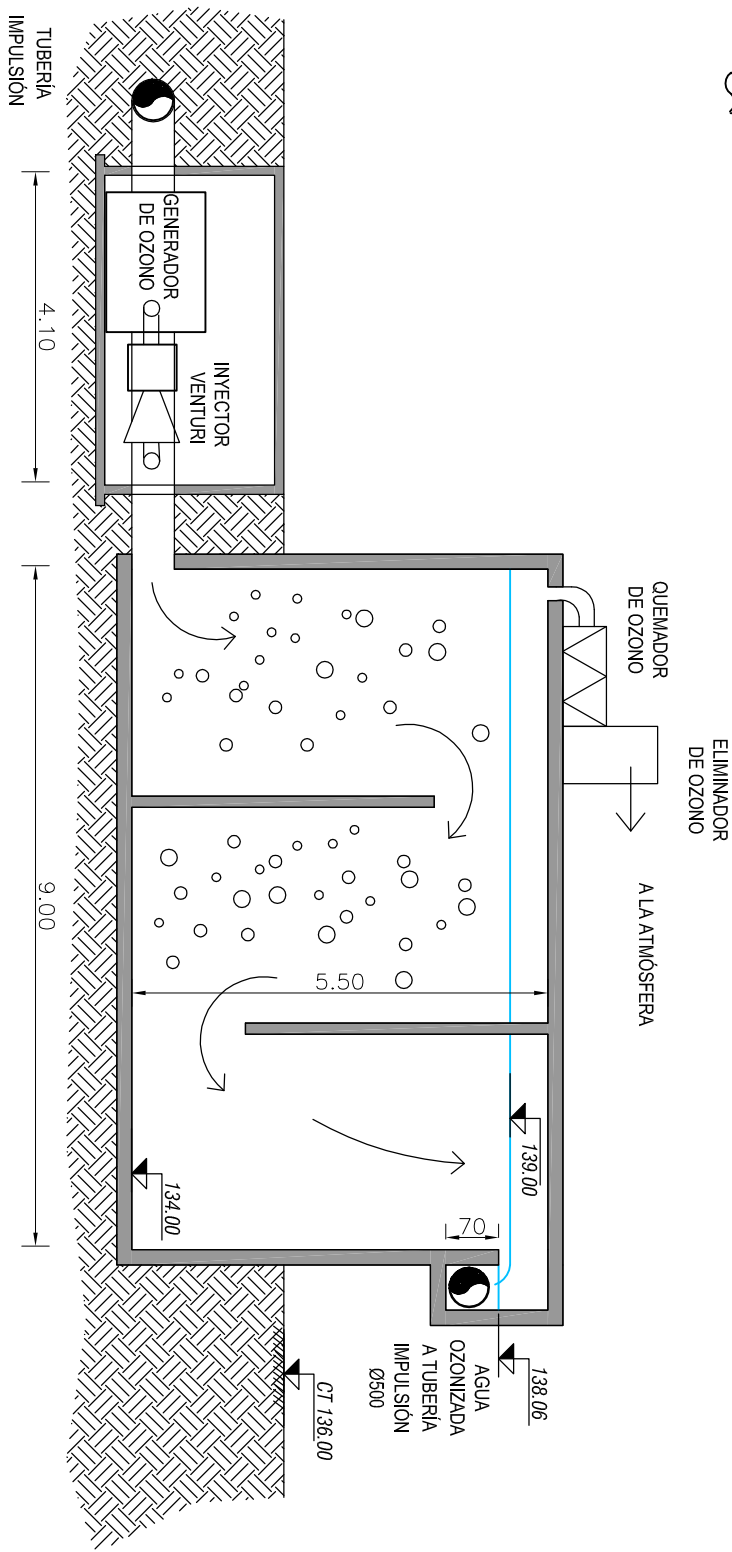
esc 1/50



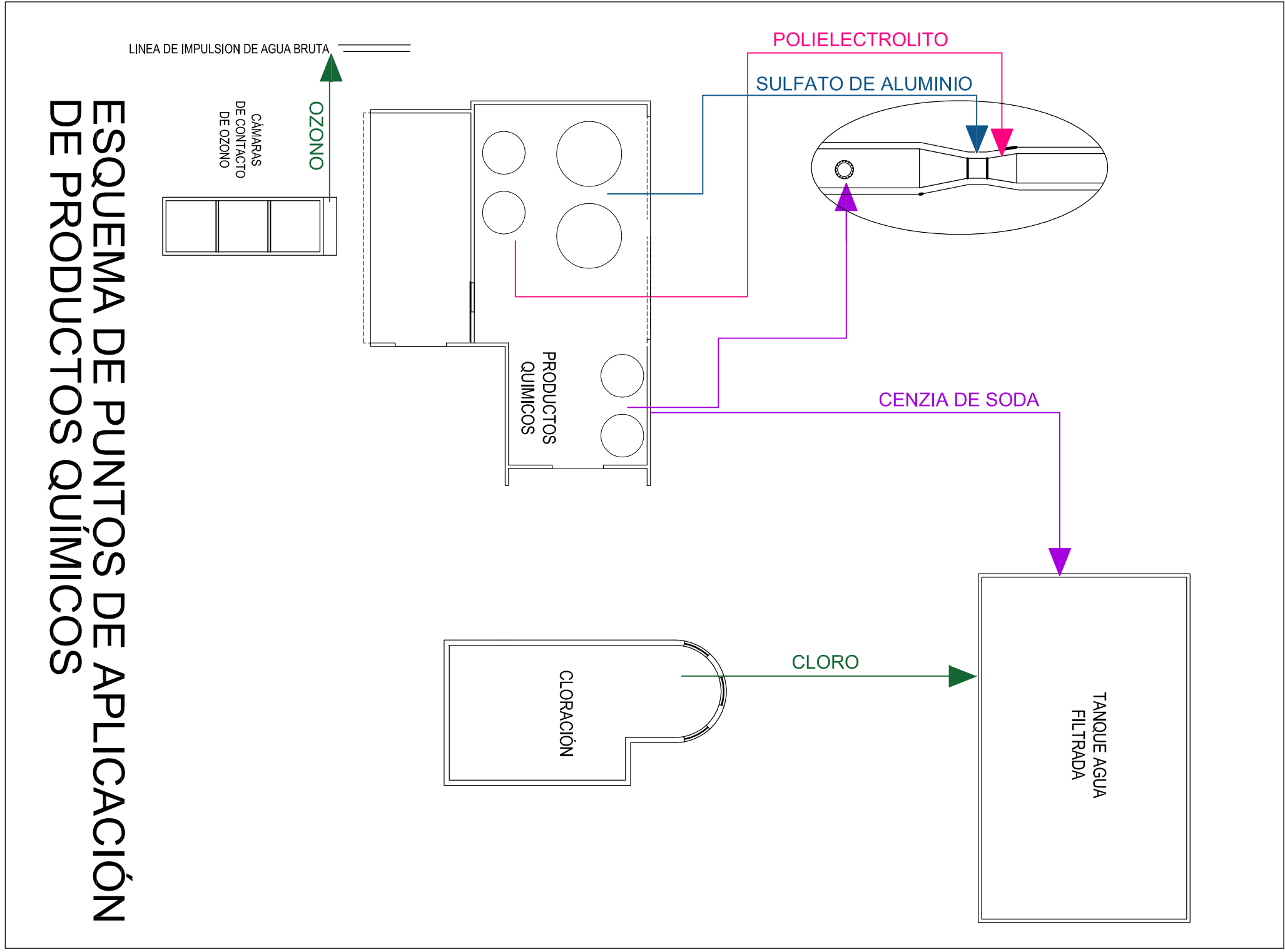
OZONO
esc 1/50



PLANTA

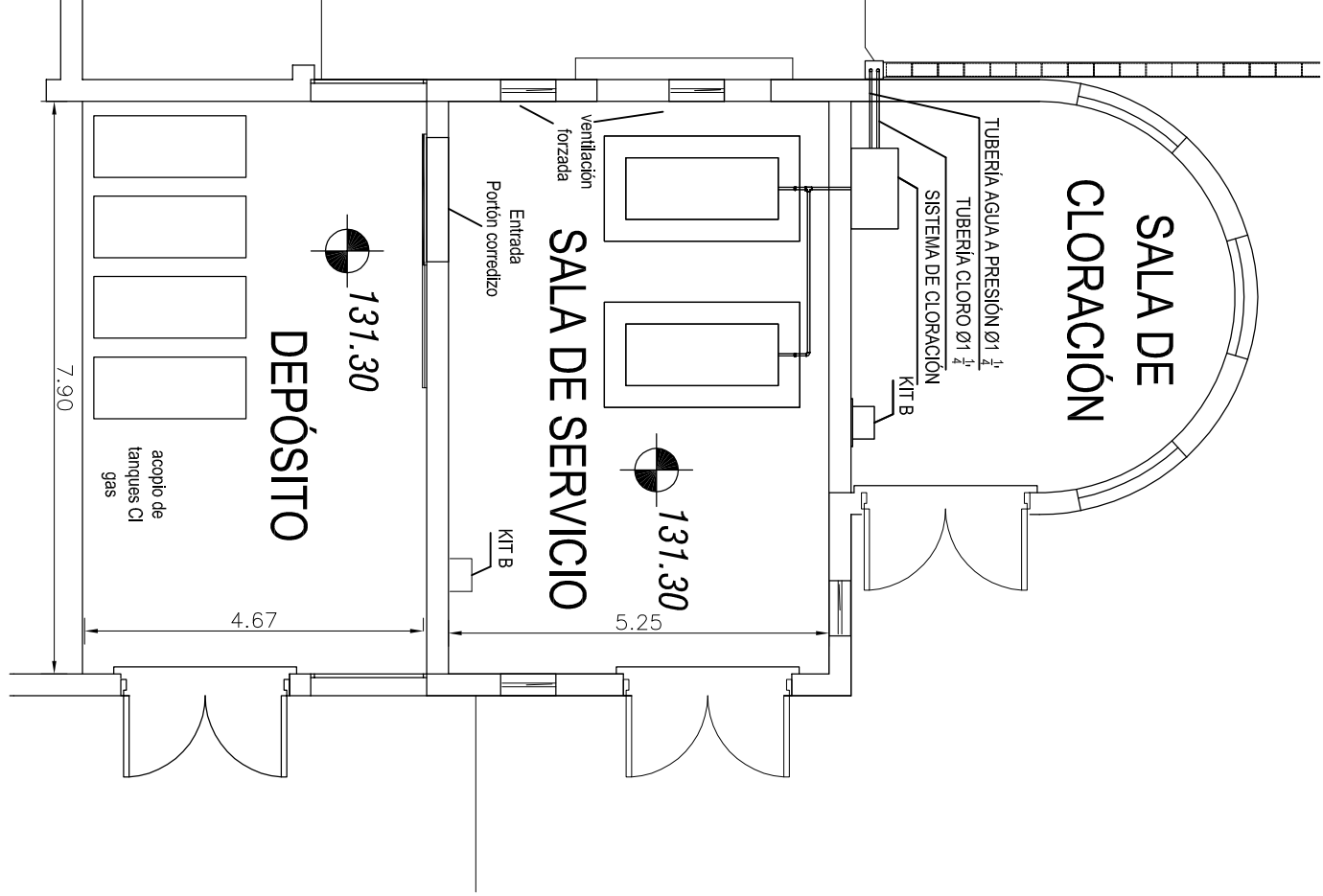


CORTE LONGITUDINAL



ESQUEMA DE PUNTOS DE APLICACIÓN
DE PRODUCTOS QUÍMICOS

CLORO
esc 1/50



NOTAS:
COTAS REFERIDAS AL CERRO OFICIAL.
MEDIDAS EN METROS.