

PROYECTOS TÍPICOS. PLANTA POTABILIZADORA PARA TRATAR 1.575 M³/S EN DOS ETAPAS

ÍNDICE

1. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE EL DISEÑO	1
1.1. CAPACIDAD DE LA PLANTA	1
1.2. COMPONENTES DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN	2
1.3. REQUERIMIENTOS GENERALES PARA LA OPERACIÓN	2
1.4. DOCUMENTOS DE BASE	3
1.5. PREVISIONES A CONSIDERAR EN LA ETAPA CONSTRUCTIVA.....	3
1.6. CARACTERIZACIÓN DEL AGUA A TRATAR Y LA PRODUCIDA	4
1.7. OTRAS CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	4
2. CARACTERÍSTICAS DEL AGUA A TRATAR.....	5
3. CONFIGURACIÓN GENERAL DE LA PLANTA	6
4. DESCRIPCIÓN DE LAS OPERACIONES Y PROCESOS.....	9
4.1. COMPONENTES DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN	9
4.2. FUENTE DE AGUA A TRATAR.....	9
4.3. CÁMARA AMORTIGUADORA DE LA ENERGÍA EN LA DESCARGA DEL CAUDAL DE AGUA CRUDA	9
4.4. CÁMARA DE CARGA	10
4.5. MEZCLA RÁPIDA	11
4.6. FLOCULACIÓN	14
4.7. SEDIMENTACIÓN.....	17
4.8. FILTRACIÓN.....	19

4.9. DESINFECCIÓN.....	21
4.10. NEUTRALIZACIÓN DEL PH.....	21
5. EDIFICIOS PARA LA PREPARACIÓN DE SOLUCIONES Y SERVICIOS AUXILIARES	22
5.1. CASA QUÍMICA	22
5.2. DESINFECCIÓN.....	26
5.3. LABORATORIO DE CONTROL.....	31
6. SISTEMAS COMPLEMENTARIOS	33
6.1. TRATAMIENTO DE LOS RESIDUOS LÍQUIDOS GENERADOS EN LOS PROCESOS DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN	33
6.2. SISTEMA DE COMANDO Y CONTROL DE LA PLANTA POTABILIZADORA	36
7. DIMENSIONAMIENTO.....	39
7.1. PARÁMETROS DE DISEÑO.....	39
7.2. CÁMARA AMORTIGUADORA DE ENERGÍA HIDRÁULICA PRODUCIDA EN LA DESCARGA DE LA ADUCCIÓN DE AGUA CRUDA	39
7.3. CÁMARA DE CARGA GENERAL DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN	40
7.4. COAGULACIÓN: BATERÍA DE MEZCLA RÁPIDA	40
7.4.1. <i>Tipo de Mezclador Rápido Adoptado</i>	<i>40</i>
7.4.2. <i>Parámetros de Diseño.....</i>	<i>41</i>
7.4.3. <i>Cámara de Mezcla Rápida.....</i>	<i>41</i>
7.4.4. <i>Ingreso del Líquido a Cada Cámara Desde la Cámara de Carga.....</i>	<i>42</i>
7.4.5. <i>Descarga del Líquido Coagulado.....</i>	<i>42</i>
7.4.6. <i>Descarga de Caudales Remanentes de la Cámara de Carga.....</i>	<i>42</i>
7.4.7. <i>Diseño del Equipo Mecánico Tipo Turbina de Mezcla Rápida.....</i>	<i>43</i>
7.4.8. <i>Canal de Repartición de Caudales de Agua Coagulada.....</i>	<i>44</i>
7.5. FLOCULACIÓN.....	47
7.5.1. <i>Sistema Adoptado</i>	<i>47</i>
7.5.2. <i>Parámetros de Diseño.....</i>	<i>47</i>
7.5.3. <i>Diseño de Cada Floculador</i>	<i>48</i>
7.6. SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS FLOCULENTAS.....	52
7.6.1. <i>Parámetros de Diseño.....</i>	<i>52</i>
7.6.2. <i>Diseño de Cada Sedimentador.....</i>	<i>52</i>
7.7. FILTRACIÓN	61
7.7.1. <i>Sistema Adoptado</i>	<i>61</i>
7.7.2. <i>Dimensionamiento de la Batería de Filtros.....</i>	<i>61</i>
7.7.3. <i>Tanque Elevado de la Planta de Tratamiento</i>	<i>74</i>
7.8. CÁMARA DE CONTACTO	75
7.8.1. <i>Consideraciones para su diseño</i>	<i>75</i>
7.8.2. <i>Dimensionamiento.....</i>	<i>75</i>
7.9. INSUMOS QUÍMICOS	76

7.10. DISPOSICIÓN DE LOS RESIDUOS GENERADOS EN LOS PROCESOS DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN	82
7.10.1. <i>Balance de Masas y Caudales de los Residuos</i>	<i>82</i>
7.10.2. <i>Concentrador de Lodos.....</i>	<i>83</i>
7.10.3. <i>Laguna de Almacenamiento del Agua Sucia del Lavado de Filtros</i>	<i>90</i>
7.10.4. <i>Sistema de Impulsión</i>	<i>92</i>
7.11. ALTERNATIVA DE DESINFECCIÓN CON UTILIZACIÓN DE DIÓXIDO DE CLORO.....	94
7.11.1. <i>Dosis ClO₂ Equivalente.....</i>	<i>94</i>
7.11.2. <i>Consumos.....</i>	<i>94</i>
7.11.3. <i>Generación del ClO₂.....</i>	<i>94</i>
8. BIBLIOGRAFÍA.....	96

LISTA DE ILUSTRACIONES

TABLAS

Tabla 1. Dosis de productos químicos	25
Tabla 2. Consumo medio de productos químicos	25
Tabla 3. Cantidad de cloro de cloro a obtener a distintas temperaturas de recipientes de una tonelada	27
Tabla 4. Equirrepartición normal del caudal de diseño para $Q_D/2 = 1,2$ $Q_T/2 = 0,944 \text{ m}^3/\text{s}$	46
Tabla 5. Equirrepartición de caudales para el caudal de diseño de $Q_T = 1,575/2 = 0,788 \text{ m}^3/\text{s}$	46
Tabla 6. Modelo de Hudson H. ("Water clarification processes, practical design and evaluation". N.Y.EUA. – 1987, para el diseño principal y laterales del conducto de distribución a ambas filas de cada sedimentador	56
Tabla 7. Características del manto de arena.....	71
Tabla 8. Tasas alimentación cloro a distintas temperaturas	80
Tabla 9. Planilla de cálculo del distribuidor	88

PLANOS

Plano 1. Implantación General – Planta	97
Plano 1. Implantación General – Conductos Enterrados	98
Plano 2. Cámara de Amortiguación de Energía y de Carga – Plantas	99
Plano 2. Cámara de Amortiguación de Energía y de Carga – Cortes y Detalle.....	100
Plano 3. Batería de Floculadores Hidráulicos de Flujo Horizontal – Planta	101
Plano 3. Batería de Floculadores Hidráulicos de Flujo Horizontal – Cortes.....	102
Plano 3. Batería de Floculadores Hidráulicos de Flujo Horizontal – Detalles	103
Plano 4. Batería de Sedimentadores de Escurrimiento Inclinado – Planta.....	104
Plano 4. Batería de Sedimentadores de Escurrimiento Inclinado – Cortes	105
Plano 4. Batería de Sedimentadores – Cortes y Detalles	106
Plano 4. Batería de Sedimentadores de Escurrimiento – Detalles Placas.....	107
Plano 5. Batería de Filtración Rápida – Planta Nivel 99.05.....	108
Plano 5. Floculadores – Corte	109
Plano 5. Batería de Filtración Rápida – Planta Nivel 97.71 y Corte A – A.....	110
Plano 6. Planta de Tratamiento Especial – Planta	111
Plano 6. Planta de Tratamiento Especial – Planta y Corte.....	112
Plano 6. Planta de Tratamiento Especial – Concentrador de Barro.....	113
Plano 6. Batería de Filtración Rápida – Sopladores.....	114
Plano 7. Perfil Hidráulico.....	115
Plano 8. Sector Laboratorio y Oficinas – Planta	116
Plano 8. Sector Laboratorio y Oficinas – Corte	117
Plano 9. Sector Cloración	118
Plano 9. Sector Cloración – Cortes.....	119
Plano 9. Sector Sala de Cloración – Detalles	120
Plano 10. Sector Casa Química – Planta	121
Plano 10. Sector Casa Química – Cortes.....	122
Plano 11. Diagrama de Funcionamiento – Sistema - Dosificación Coagulante	123
Plano 12. Diagrama de Funcionamiento – Dosificación Polielectrolito	124
Plano 13. Diagrama de Funcionamiento – Dosificación Alcalinizante.....	125

1. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE EL DISEÑO

A continuación se dan las pautas principales a considerar para el diseño de una Planta de Filtración Rápida Convencional para la potabilización del agua para consumo humano y que se han tenido en cuenta en la presentación del Proyecto.

1.1. CAPACIDAD DE LA PLANTA

La capacidad de producción de una Planta Potabilizadora depende de la demanda que a su vez depende del período de diseño, o sea del período considerado para que su capacidad cubra la demanda. Esa demanda es función de los consumos y usos del agua que realice la población a abastecer.

En función de posibles desarrollos tecnológicos se podría aumentar en el futuro la capacidad de la Planta con la configuración actual. Es buena práctica considerar en el diseño una capacidad hidráulica de conducción en exceso del 20 al 25 % sobre las demandas a cubrir. La experiencia ha demostrado que la falta de esa capacidad de conducción hidráulica es lo que ha limitado en muchos casos, la posibilidad de aumentar la capacidad de tratamiento de plantas existentes mediante mejoras tecnológicas, sin necesidad de recurrir a costosas ampliaciones.

Debe tenerse en cuenta además un volumen de agua necesario para consumo interno de la planta requerido en los distintos procesos de tratamiento.

Ese volumen requerido para servicios internos de la producción se estima en aproximadamente entre 2 y 5 %, del agua producida.

El agua para servicios internos se destina a la limpieza, preparación de soluciones de productos químicos para lavados de filtros y purgas de decantadores. Los vaciados realizados en las distintas unidades incrementan el volumen de uso interno utilizado.

El porcentaje de agua producida utilizada como agua de servicio depende de varios factores:

- Forma como se efectúa la limpieza de las distintas unidades. Por ejemplo cómo se remueve el barro de los sedimentadores y su concentración de sólidos. También debe tenerse en cuenta que la operación de los floculadores fuera de los rangos adecuados para cada tipo de agua, puede generar depósitos en las cámaras de floculación, requiriendo su vaciado.
- Duración de los lavados de los filtros.
- Cuidado operacional para la preparación de las soluciones de productos químicos y la atención puesta en evitar derrames.

Como se proyecta recircular a la cámara de carga de la planta de tratamiento toda la fase líquida de las descargas de sus componentes, especialmente los de mayor volumen que son los de los filtros y sedimentadores, se considera, prácticamente, como caudal de diseño el correspondiente al caudal de agua cruda a tratar.

En el proyecto que se presenta se ha considerado que la demanda será de 1,575 metros cúbicos por segundo de agua potabilizada ($Q_T = 1,575 \text{ m}^3/\text{s}$) considerando el caudal de retorno que se destina a limpieza, preparación de soluciones de productos químicos y para el lavado de filtros y purga de decantadores, que se reciclará, por bombeo a la cámara de carga de la planta.

El caudal de agua a procesar será:

$$Q = 1,575 \text{ m}^3/\text{s} = 5670 \text{ m}^3/\text{h} = 136080 \text{ m}^3/\text{d}$$

1.2. COMPONENTES DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN

- Sistema de unidades de proceso.
- Sistema de control y automatización.
- Sistema de maniobra: está compuesto por todos los elementos requeridos para el manejo de la Planta desde el punto de vista del abastecimiento. Está integrado por válvulas, compuertas, etc.
- Sistema eléctrico.
- Sistema de almacenamiento, manipulación, preparación de soluciones y dosificación de los productos químicos necesarios para la potabilización. Comprende lo que tradicionalmente se llama la Casa Química, la Sala de Cloración y todas las instalaciones accesorias.
- Sistemas auxiliares: aire comprimido, señales, energía, etc.

1.3. REQUERIMIENTOS GENERALES PARA LA OPERACIÓN

- 1). Localización de vías de acceso para asegurar en cualquier condición climática, transitabilidad a la Planta de los vehículos de transporte de personal y carga necesarios para su operación.
- 2). Edificios para las necesidades del personal, visitas, recepción y almacenamiento de productos químicos, mantenimiento de vehículos y vigilancia.
- 3). Manejo de sólidos: áreas para el almacenamiento apropiado y carga de los sólidos producidos en la Planta.
- 4). Zonas parquizadas a fin de aislar a los habitantes de áreas próximas a las instalaciones, de forma tal de amortiguar impactos visuales y acústicos propios de la operación de la Planta.
- 5). Areas previstas para posibles ampliaciones futuras.
- 6). Arquitectura concebida de forma tal de lograr una integración armónica de la Planta a su entorno ambiental y brindar una imagen estética agradable.
- 7). Estructuras compatibles con las características geotécnicas de terreno de ubicación de la planta, concebidas de forma de obtener soluciones seguras y económicas.

- 8). Compacidad del lay-out: prever las circulaciones para que el personal pueda desarrollar eficientemente las tareas operativas requeridas entre las distintas unidades de proceso y los edificios respectivos de la Planta.

1.4. DOCUMENTOS DE BASE

Deben existir una serie de documentos, que se pueden denominar de base, donde se describen los antecedentes disponibles, las consideraciones adoptadas en el diseño y las capacidades y características conferidas a las distintas unidades integrantes y la Planta en general.

Los principales documentos de base en el diseño son la Memoria de Cálculo y el Diagrama de Procesos e Instrumentación (Process and Instrumentation Diagram - P&ID). En él se resumen básicamente:

- Todas las funciones de la Planta.
- Las características de las unidades y del equipamiento electromecánico.
- La instrumentación.
- Los lazos de control.
- Las cañerías.
- Los sitios de adición de los productos químicos.

Los documentos de base constituyen herramientas útiles para la operación.

1.5. PREVISIONES A CONSIDERAR EN LA ETAPA CONSTRUCTIVA

- 1). Un diseño de las estructuras del proceso y de las fundaciones, de forma tal de lograr simplicidad en la construcción y en las excavaciones.
- 2). Un control detallado de la documentación de construcción de forma tal de minimizar las divergencias y conflictos durante la ejecución de las instalaciones.
- 3). Las necesidades de construir comodidades al personal, almacenamiento y movimiento de los materiales y de las máquinas, etc.
- 4). El seguimiento de la construcción por un ingeniero que conozca los documentos del proyecto y los objetivos buscados.
- 5). El entrenamiento del personal para la construcción y para la operación de la Planta. El proyectista deberá transmitir en sus documentos y personalmente los considerandos de base del proyecto. Debe además disponerse de entrenamiento específico brindado por los proveedores de equipos electromecánicos.
- 6). Un período adecuado de la Puesta en Marcha.
- 7). El espacio requerido para el tratamiento y disposición de los desagües.

- 8). El espacio para el almacenamiento de repuestos y reactivos del Laboratorio en forma adecuada (ubicación, ventilación, seguridad, etc.).

1.6. CARACTERIZACIÓN DEL AGUA A TRATAR Y LA PRODUCIDA

La fuente de abastecimiento la constituye agua superficial es aportada por un río. Los principales contaminantes o características a corregir del agua lo constituyen su turbiedad y contenido bacteriano. Debe evaluarse la frecuencia de aparición de algas en el agua a tratar, (producto de un crecimiento estacional o en forma continua), la calidad bacteriológica de la misma y la presencia de color y de los distintos contaminantes en función de las características de la cuenca de aporte a la fuente elegida.

Las principales características del agua a tratar se definen por los siguientes parámetros:

- Turbiedad.
- Color.
- pH.
- Alcalinidad.
- Algas.
- Coliformes totales.
- Características químicas.
- Contenido de materia orgánica.
- En función de las características del agua a tratar se selecciona los procesos de tratamiento.

1.7. OTRAS CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

- Características altimétricas del terreno de implantación y dirección de las pendientes.
- Disponibilidad de suficiente terreno para la construcción de las instalaciones y de las vías de acceso necesarias.
- Disponibilidad de terreno para futuras ampliaciones, en caso que fuera necesaria su realización.
- Ubicación de la Planta respecto a centros poblados, a los centros de producción de los insumos químicos a utilizar para la potabilización y al centro de consumo.
- Disponibilidad de energía eléctrica en cantidad suficiente para atender con seguridad la demanda de la planta. Posibilidad de contar con fuentes alternativas de alimentación eléctrica o equipos de emergencia (generadores de emergencia).
- Posibilidad de recircular el líquido resultante de tratar los residuos correspondientes a los distintos procesos, especialmente los de la sedimentación y filtración.

2. CARACTERÍSTICAS DEL AGUA A TRATAR

Para efectuar la caracterización de la fuente se extrajeron y analizaron muestras durante un período representativo. Los resultados fueron luego procesados estadísticamente.

De esos resultados surgieron los siguientes valores que indican las características del agua a tratar:

a) durante el 80 % del tiempo

Turbiedad:	máxima 80 UNT
	media 45 UNT
Color:	máximo 20 UC
	medio 10 UC
pH	entre 6 y 8
Alcalinidad:	máxima 60 mg/l
	media 40 mg/l
Algas:	contenido máximo 10.000 uae/ml
Coliformes totales:	500 NMP / 100 ml
Características químicas:	el contenido de constituyentes inorgánicos en el agua a tratar no excede los valores límites dados por los estándares de calidad para su uso en ingesta humana.

b) durante el 20 % del tiempo

Turbiedad:	máxima 15 UNT
	media 5 UNT
Color:	máximo 20 UC
	medio 10 UC
pH:	entre 6 y 8
Alcalinidad:	Máxima 30 mg/l
	media 25 mg/l
Algas:	contenido menor a 2000 uae/ml
Coliformes totales:	500 NMP / 100 ml
Características químicas:	el contenido de constituyentes inorgánicos en el agua a tratar no excede los valores límites dados por los estándares de calidad para su uso en ingesta humana.

3. CONFIGURACIÓN GENERAL DE LA PLANTA

El diseño de la Planta se ha basado, principalmente en las características del agua a tratar y en la calidad del agua a producir.

La configuración general de la planta se ha diseñado de acuerdo a la caracterización del agua cruda, proveniente de una fuente superficial aportada por un río.

En función de ello, los principales contaminantes o características a corregir que presenta el agua cruda, lo constituyen su turbiedad y contenido bacteriano. En forma ocasional se produce una aparición de algas en el agua a tratar, producto de un crecimiento estacional. La calidad bacteriológica de la misma es media, sin presentar altos valores de contaminación. No posee color en niveles objetables.

Se supone además que:

- La Planta estará ubicada en un terreno con una suave ondulación hacia el río de donde se capta el agua disponiendo de suficiente terreno para la construcción de las instalaciones necesarias y de las vías de acceso. Asimismo, se dispondrá de terreno para futuras ampliaciones en caso que fuera necesaria su realización.
- La Planta estará ubicada aproximadamente a 500 kilómetros de los centros de producción de los productos químicos a utilizar para la potabilización.
- La población a abastecer se encuentra a una distancia de aproximadamente tres kilómetros.
- En las cercanías pasa una línea eléctrica de suficiente potencia para atender la demanda originada por la planta de potabilización.
- Se recirculará a la cámara de carga general de la planta de tratamiento, la fase líquida producida en la planta de tratamiento de las descargas residuales de los procesos de la planta de potabilización.

Dadas las características del terreno, la ubicación de la fuente y el consumo, privilegiando la simplicidad operativa, se adoptó una configuración, donde los floculadores, sedimentadores y filtros se han ubicado lo mas cerca posible al Laboratorio y la Casa Química, reduciendo de esta forma las distancias entre las etapas de tratamiento. Ello redundará en menores distancias a recorrer por los operarios para controlar los procesos.

Las salas de servicios complementarios se han ubicado lo más cerca posible a las unidades donde se desarrollarán los procesos de la planta, o sea del centro de gravedad de los consumos.

Se ha dado especial importancia a la elección de la ubicación de la Sala de Control, oficinas y laboratorio a efectos de permitir la mejor visualización de los procesos en las unidades de la planta y de reducir las distancias de transporte del personal de operación.

Se ha seleccionado el sitio de aplicación de las soluciones de productos químicos para la potabilización de forma tal de satisfacer dos condiciones:

- Que la inyección de las diferentes soluciones posea las condiciones de adecuada mezcla, de forma tal de asegurar cumplir con los requisitos exigidos por cada proceso. De todas maneras, un correcto diseño deberá evitar zonas muertas y cortocircuitos.
- Que se asegure que la secuencia, es decir, el orden de aplicación de cada uno de ellos, permita maximizar las eficiencias de aplicación y minimizar las posibilidades de formación de productos residuales indeseables por su acción sobre la salud humana o la calidad del agua tratada.

Asimismo se ha elegido el sistema de dosificación con los elementos necesarios, de forma tal que:

- Las obras de conducción de las soluciones desde el sitio de preparación (Casa Química) hasta los respectivos puntos de inyección aseguran el transporte de las respectivas soluciones sin alteración de sus características, evitando la generación de sedimentaciones o deposiciones.
- Posea una adecuada medición de los caudales transportados, de forma tal de asegurar el control de los volúmenes respectivos involucrados y el cumplimiento de las dosis requeridas según ensayos de Laboratorio.

Se aseguró la adecuada mezcla de los coagulantes en los procesos de coagulación y floculación, además de la disposición de difusores para tener una correcta inyección en cada sitio seleccionado para la solución clorada y la suspensión de cal.

Sitios de dosificación de los productos químicos

Los productos químicos a utilizar para la potabilización previstos son:

- Coagulante primario: sulfato de aluminio en solución líquida.
- Solución de polielectrolitos como ayudante para la coagulación y para el proceso de deshidratación en los filtros de banda proyectados en la planta de tratamiento de las descargas residuales.
- Cal: se ha diseñado el sistema de inyección de la suspensión de cal previamente como prealcalinización para un eventual aumento de la alcalinidad requerida en el proceso de coagulación. A su vez permanentemente se inyectará al agua tratada como postalcalinización a fin de neutralizar su pH, además para precipitar el aluminio residual que pudiere contener el agua filtrada.
- Solución de cloro: se aplicará como desinfectante en la cisterna de agua tratada a fin de tener cloro residual requerido en el agua de consumo y para desactivar cualquier microorganismo peligroso a la salud humana que pudiere contener el líquido recirculado de la planta de tratamiento de descargas residuales.

En función de lo anterior, los sitios de inyección serán:

- Coagulante primario: directamente sobre el rotor del agitador de las unidades de mezcla rápida, mediante una cañería que transporte la solución.
- Coadyuvante de coagulación: la inyección podrá variar desde el sistema de partición del líquido coagulado hasta diversos puntos de las unidades de floculación (ingreso,

intermedio o final). La inyección se materializará mediante mangueras de acople rápido y difusores especialmente preparados para cada ubicación.

- Respecto a la deshidratación, previamente a los filtros banda se dosifica polielectrolito catiónico para optimizar ese proceso.
- Cal: se dosificará en el vertedero de la Cámara de Carga para la prealcalinización y en la salida de la Cisterna de Agua Filtrada en la postalcalinización.
- Cloro: la inyección de la solución de cloro será efectuada a la entrada de la Cisterna de Agua Filtrada, diseñada para servir como Cámara de Contacto.

4. DESCRIPCIÓN DE LAS OPERACIONES Y PROCESOS

4.1. COMPONENTES DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN

La planta de potabilización estará compuesta por las siguientes unidades:

- Cámara Amortiguadora de la energía hidráulica de la aducción de agua cruda a tratar.
- Cámara de Carga del líquido crudo y del recirculado.
- Cámaras de Mezcla Rápida.
- Cámaras de Floculación.
- Sedimentadores de placas planas y escurrimiento inclinado y ascendente.
- Filtros convencionales de arena.
- Cisterna de Agua Tratada como cámara de contacto del cloro.
- Corrección del pH.
- Planta de tratamiento de las descargas residuales de la planta.

4.2. FUENTE DE AGUA A TRATAR

Corresponde a un río típico de llanura, en donde la captación superficial se realiza mediante un azud transversal. A un costado del mismo se proyectan en forma secuencial un desripador, un desarenador y una cámara de carga. Esta es el arranque del conducto de agua cruda hasta su ingreso a la cámara amortiguadora de energía hidráulica de la planta de potabilización.

D : diámetro de la aducción de agua cruda	1,50	m
C : caudal de agua cruda	1.500	m ³ /s
U : $40/(\pi.D^2)$: velocidad media de escurrimiento en la aducción	0,849	m

4.3. CÁMARA AMORTIGUADORA DE LA ENERGÍA EN LA DESCARGA DEL CAUDAL DE AGUA CRUDA

La cámara está diseñada para cumplir las siguientes funciones:

- Receptar el caudal de agua cruda a tratar en la Planta de Potabilización.

- Amortiguar la energía hidráulica del caudal descargado, efectuando su cálculo para evitar las oscilaciones pronunciadas. Se adopta $\delta_{\text{máx}} = 0,30$ m la oscilación máxima admitida en la cámara. Para el diseño se adopta el modelo de D. Cotta y A. Barbero presentado en el III Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- Descargar el caudal amortiguado a la cámara de carga general de la Planta.
- Recibir el caudal recirculado desde la Planta Especial de tratamiento de las descargas de la Planta de Potabilización.

4.4. CÁMARA DE CARGA

La cámara de carga y de alivio incluirá el ingreso del agua cruda y el vertedero de caudales en exceso.

Para el adecuado funcionamiento de la Cámara de Carga y de sus elementos componentes es necesario asegurar un diseño hidráulico libre de corrientes preferenciales, vórtices y fluctuaciones de nivel.

En algunos casos, dada la magnitud de las unidades, es recomendable realizar el diseño mediante ensayos sobre modelos.

El diseño debe contemplar los siguientes aspectos:

- Influencia del caudal de agua cruda afluente a la Planta, particularmente si hubiere bombeo futuro desde la fuente adoptada.
- Ser el arranque del perfil hidráulico de las instalaciones diseñadas.
- Regular el caudal de ingreso.

La Cámara de Carga servirá de alimentación en forma continua, a las cámaras de mezcla rápida mediante el pasaje a través de orificios sumergidos regulados con compuertas.

No se requiere bombeo del agua cruda, ya que debido al mayor nivel de la fuente superficial la alimentación será por gravedad. En cambio se deberá bombear hasta la Cámara Amortiguadora de Energía Hidráulica el líquido efluente del proceso de tratamiento de los líquidos y barros residuales generados en las diferentes instalaciones de la Planta.

En la Cámara de Carga se ha previsto colocar:

- Compuertas de regulación y cierre del pasaje a las cámaras de mezcla rápida situadas aguas abajo, cuya finalidad es poner fuera de servicio algunas de las cámaras de mezcla rápida.
- Vertedero de desborde de los caudales en exceso que ingresan a la Cámara de Carga. Estos caudales serán derivados al sistema de desagües pluviales de la Planta.
- Descarga de fondo para permitir su eventual desagote y vaciado total.

4.5. MEZCLA RÁPIDA

Es una de las etapas más importantes en el tratamiento de aguas superficiales.

Las unidades de mezcla rápida se diseñan de forma tal de lograr la uniformidad e instantaneidad en la reacción del coagulante con las partículas a separar.

Si la mezcla rápida para la coagulación no es efectuada adecuadamente, es poco probable que pueda alcanzarse la eficiencia deseada en las etapas de tratamiento posteriores.

Es decir, las etapas de tratamiento están relacionadas y encadenadas de forma tal, que cada una tiene influencia en la siguiente.

Los parámetros que definen la Mezcla Rápida son el gradiente de velocidad G , y el tiempo de mezcla t .

Según Hudson, el valor de G en la mezcla rápida debe ser el mayor posible pero en general no superior a 1000 s^{-1} .

Los parámetros óptimos del gradiente de velocidad G , tiempo de mezcla t y la dosis y concentración de la solución del coagulante, deben ser determinados, preferentemente, en ensayos de laboratorio durante un período lo suficientemente prolongado como para asegurar que se han ensayado las distintas variantes de calidad de agua a tratar. Por ello, se recomienda que estos estudios tengan una duración de un año o de un ciclo hidrológico como mínimo.

Cuando no puedan ser realizados estos ensayos para determinar los parámetros de diseño para la etapa de mezcla rápida, puede seguirse la siguiente orientación para fijar los valores a utilizar:

- La dispersión de coagulantes metálicos hidrosolubles debe ser hecha a gradientes de velocidad comprendidos entre 700 y 1100 s^{-1} en un tiempo de mezcla no superior a 5 segundos.
- La dispersión de polielectrolitos, como coagulantes primarios o como ayudantes de coagulación, debe ser hecha en función de las recomendaciones del fabricante y de ensayos en laboratorio y/o en planta.

Las condiciones de mezcla buscadas deben tener en cuenta las posteriores etapas de tratamiento a realizar.

Es decir que las características del flóculo a formar dependen del tipo de tratamiento que se efectuará al agua posteriormente.

En este caso, se trata de una línea clásica de tratamiento compuesta por mezcla rápida-floculación-sedimentación filtración y desinfección, por lo que el diseño se ha efectuado con criterio de lograr la mayor densidad y volumen del flóculo.

Cuando las condiciones del agua lo permitan, se podrá ensayar la filtración directa, con los debidos ajustes en las unidades de mezcla, para lo que se ha previsto la necesaria

flexibilidad en el equipamiento, seleccionando por ello un proceso de mezcla por mezcladores mecánicos.

Cuando se trata de un proceso de filtración directa, filtración por contacto o en línea se busca lograr un flóculo de menores dimensiones, tipo pin-point, a efectos de asegurar la resistencia a las tensiones de corte que sufrirá en el manto filtrante.

El diseño de la Planta contempla la posibilidad de alimentar directamente a la batería de filtración cuando la calidad del agua cruda lo permita.

Los agitadores mecánicos han perdido campo de aplicación frente a los mezcladores hidráulicos, dado que éstos producen resultados comparables con los de aquéllos con menor consumo de energía y requerimientos de mantenimiento.

No obstante, la cualidad más destacable de los mezcladores mecánicos la constituye la facilidad de ajustar el gradiente medio de velocidad que producen en función de la calidad del agua a tratar. Los mezcladores mecánicos poseen mayor flexibilidad que los hidráulicos.

Las condiciones que deben cumplir los agitadores mecánicos son:

- La potencia debe ser establecida en función del gradiente de velocidad requerido.
- Permanencias menores de 2 segundos requieren que el flujo incida directamente sobre las paletas del agitador.
- El producto químico a dispersar debe ser adicionado debajo de la turbina o hélice del agitador.

Se selecciona un agitador tipo turbina de paletas planas verticales sujetas a un eje de giro vertical.

Para la definición de los elementos geométricos de la turbina y cámara de mezcla correspondiente se han seguido las recomendaciones de Richter, basadas en los estudios de Parlato.

Como resultado de esos estudios, ha planteado relaciones que, dentro de ciertos rangos, deben cumplir las dimensiones geométricas de la turbina y cámara de mezcla correspondiente.

Se ha elegido este tipo de turbina, dentro de las alternativas posibles, dado que para iguales condiciones de velocidad de rotación y diámetro entrega mayor potencia útil.

Las relaciones geométricas a cumplir, según Parlato, son:

$$2.7 < H / D < 3.9$$

$$2.7 < L / D < 3.3$$

$$0.75 < h / D < 1.3$$

$$B = D / 4$$

$$b = D / 5$$

$$e / D = 0,10$$

donde:

H : profundidad líquida en la cámara de mezcla (m)

L : longitud del lado de la cámara (m)

D : diámetro de la turbina (m)

b : altura de las paletas del agitador (m)

e : ancho del deflector rompe vórtice (m)

h : distancia de la arista inferior de la paleta a la base de la cámara (m)

B : longitud de la paleta (m)

Para una permanencia dada, adoptando una profundidad H, se determinan las restantes medidas de la cámara y de la turbina.

Gradientes medios de velocidad en mezcladores mecánicos

Para mezcladores mecánicos, el número de Reynolds se debe calcular con la siguiente expresión:

$$R_e = n \cdot \rho \cdot D^2 / \mu ,$$

donde:

R_e = número de Reynolds (adimensional).

n : número de rotaciones por segundo de la turbina, (rps).

$\rho = \gamma / g = (1000 \text{ Kg} / \text{m}^3) / 9,81 \text{ m} / \text{s}^2 = 102 \text{ Kg}_f \cdot \text{S}^2 \cdot \text{m}^{-4}$ = masa específica del agua, en el sistema técnico.

D = diámetro de la turbina (m).

También se tiene (ver Capítulo VII “Plantas de Potabilización” Numeral 6 Coagulación de la Fundamentación):

$N_p = P / (n^3 \cdot \rho \cdot D^5)$: número de potencia para turbinas y hélices (adimensional). Para, $R_e \geq 10^4$ es $N_p \cong 5$

En consecuencia:

$$5 = P / (n^3 \cdot \rho \cdot D^5)$$

O sea:

$$P = 5n^3 \cdot \rho \cdot D^5 = 5 \left(N / 60 \right)^3 \cdot \rho \cdot D^5 = 2,3148 \cdot 10^{-5} \cdot N^3 \cdot 102 \cdot D^5 =$$

$$= 2,361 \cdot 10^{-3} \cdot N^3 \cdot D^5 = N^3 D^5 / 423 = \text{potencia disipada en la masa líquida (Kgf . m/s)}$$

donde:

N = número de revoluciones por minuto de la turbina (rpm).

Como: $G = (P / \mu \cdot V)^{1/2}$ = gradiente medio de velocidad.

Para:

V = volumen líquido útil del tanque mezclador.

Entonces:

$$G = \left[N^3 \cdot D^5 / (423 \mu \cdot V) \right]^{1/2} = 4,86 \cdot 10^{-2} \left(N^3 \cdot D^5 / \mu \cdot V \right)^{1/2} = \text{gradiente de velocidad (s}^{-1}\text{)}$$

4.6. FLOCULACIÓN

Consiste en la acción física de aglomeración y crecimiento en peso de los flóculos previamente formados en la etapa de coagulación.

Esta aglomeración y crecimiento se realiza en forma gradual entregando energía en forma decreciente al líquido, en distintos compartimentos en serie.

Para que una unidad de floculación funcione adecuadamente debe realizarse un diseño hidráulico que elimine posibles cortocircuitos y sedimentaciones en su interior.

Disposiciones para la floculación

- El período de detención y los gradientes a ser aplicados en las cámaras de floculación deben ser determinados en ensayos de laboratorio con agua a ser tratada.
- En caso de no poderse realizar los ensayos citados, se pueden adoptar permanencias de 20 a 30 minutos para los floculadores hidráulicos y de 30 a 40 minutos para los mecánicos.
- Puede adoptarse un gradiente de velocidad del orden de 70 s^{-1} para la primer cámara y de 10 s^{-1} en la última.
- La agitación del agua puede ser provista por medios mecánicos o hidráulicos.
- Se debe disponer de un mecanismo para ajustar el gradiente en cada cámara en más o menos 20 % del valor fijado.

- Las cámaras de floculación deben ser provistas de una descarga de fondo o vaciado de diámetro mínimo de 150 mm y con pendiente mínima de fondo del 1% en dirección a esa descarga.
- Es conveniente que los floculadores posean la mayor cantidad de superficie libre expuesta, de forma de facilitar el examen del proceso.

Gradiente medio de velocidad en cañerías y pasajes

Se debe prestar especial atención en el proyecto a que el valor del gradiente en las cañerías y pasajes no supere el valor del gradiente de la etapa o cámara anterior.

En el proyecto se han diseñado floculadores hidráulicos de flujo horizontal.

Floculador hidráulico de pantallas

Las principales características de los floculadores hidráulicos están desarrolladas en el Capítulo VII Plantas de Potabilización - Numeral 7 Floculación, de la Fundamentación.

Debido al recorrido del agua por los canales formados por las pantallas con tramos rectos y curvos, se verifica una pérdida de carga que se aprovecha para la floculación del líquido coagulado.

De las dos componentes de la pérdida de carga total, pérdida de carga en tramos rectos y pérdida en las vueltas, la pérdida de carga preponderante está ubicada en las curvas.

Esa pérdida de carga en las curvas de un floculador hidráulico por pantallas puede ser calculada de la siguiente forma:

$$\Delta h = \frac{(n+1)U_1^2 + n U_2^2}{2g}$$

donde:

n : es el número de canales formados por las pantallas.

U_1 : es la velocidad del agua en estos canales (m/s).

U_2 : es la velocidad del agua en las curvas (m/s).

g : es la aceleración de la gravedad (9,81 m/s).

En la ejecución del proyecto se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La velocidad del agua en los canales formados por las pantallas según Norma debe estar entre 0,30 y 0,10 m/s (mayor en el primer compartimento).
- El espaciamiento o separación mínima entre pantallas debe ser de 0,6 m. Este espaciamiento podrá ser menor en caso que el proyecto prevea la posibilidad de remover las pantallas para permitir la variación de caudales y para una eventual reparación o limpieza.

- En floculadores de flujo horizontal, la separación máxima entre el extremo de la pantalla y la pared del canal no debe ser superior al largo de la propia pantalla.
- El espaciamiento entre el extremo de la pantalla y la pared debe ser 1.5 veces el espacio entre pantallas. Desde el punto de vista de las velocidades longitudinales del flujo, equivale a decir que la velocidad en las curvas deberá ser igual a 2/3 de la velocidad en el canal longitudinal entre pantallas.

Según Richter, pueden usarse las siguientes fórmulas:

Para floculadores de pantallas de flujo horizontal

Se diseñan mediante las siguientes expresiones:

$$n = \left[\left(\mu / \rho \right) \frac{18}{13 + 9f} \left(\frac{A_h}{Q_p} \cdot G \right)^2 \cdot t_f \right]^{1/3} = \text{número de canales entre pantallas de cada compartimento.}$$

$$h_f = \frac{13 + 9f}{18g} \cdot (Q_p / A_h)^2 \cdot n_c^3 = \text{pérdida de carga por fricción en el compartimento de } n_c \text{ canales (m)}$$

donde:

Q_p = caudal a flocular = caudal de pasaje por el compartimento de 3 tramos (m/s).

L = longitud del tramo (m).

H = altura líquida del tramo (m).

B = ancho constante del tramo (m).

G = gradiente medio de velocidad en el tramo (s^{-1}).

t_f = detención hidráulica en el tramo = tiempo de floculación en el tramo (s).

f = coeficiente de la expresión de Darcy (varía entre 0,02 y 0,03, siendo 0,025 un valor de diseño).

μ = viscosidad dinámica del agua a temperatura T °C ($N \cdot s/m^2$).

ρ = masa específica del agua a la temperatura T °C (Kg/m^3).

$A_h = L \cdot H$ = área líquida transversal al escurrimiento entre pantallas para floculadores de flujo horizontal.

$A_v = L \cdot B$ = área líquida transversal al escurrimiento entre pantallas para floculadores de flujo vertical.

4.7. SEDIMENTACIÓN

El objetivo de esta etapa en el tratamiento es la separación de las partículas floculentas por la acción de la gravedad, dado que su densidad es superior a la del agua.

Para la sedimentación con escurrimiento inclinado se diseñan tanques rectangulares con placas planas paralelas interpuestas a ese flujo ascendente.

Zonas que componen un sedimentador

Un Sedimentador está compuesto por cuatro zonas:

- Una zona de ingreso del líquido floculado, constituido por los canales sumergidos de sección rectangular variable y decreciente en su distribución longitudinal.
- Una zona de sedimentación constituida por los canales formados entre las placas paralelas.
- Una zona de salida del líquido clarificado, constituido por cañerías de recolección con orificios en su generatriz superior.
- Una zona de almacenamiento de barros constituida por las tolvas, con su respectivo sistema de evacuación periódica de los lodos depositados.

La distribución del agua floculada se realiza mediante canales sumergidos, de sección rectangular variable, con orificios practicados en sus paredes laterales. La recolección del agua decantada se realiza mediante cañerías perforadas en su generatriz superior.

Para el almacenamiento del barro producido en la sedimentación se proyectan tolvas desde donde se realizan las purgas del material separado.

Se debe disponer de una unidad de aforo de los caudales originados por los barros purgados.

Criterio de diseño

En el proyecto elaborado, los canales de escurrimiento son formados por la interposición de placas planas paralelas, por lo que las dimensiones de los canales estarán determinadas por las correspondientes a las placas y la separación entre ellas. En consecuencia los canales de escurrimiento inclinado formados entre placas, tendrán un ancho igual al de la placa plana y una longitud igual a la altura de esa placa.

En el diseño se han utilizado los resultados de los ensayos realizados en Laboratorio mediante el uso de columnas de sedimentación, estudiando la eficiencia en remoción de turbiedad para distintas velocidades de sedimentación.

Se determinó para cada uno de los puntos de toma – muestras de la columna de ensayo, una curva de correlación entre eficiencias de remoción de la turbiedad y las velocidades de sedimentación correspondientes, adoptando la que optimizó el proceso, o sea en el punto de quiebre de la curva. Finalmente se determinó la velocidad de diseño teórica resultante de tener la mayor eficiencia total en reducción de la turbiedad, en la serie de curvas obtenidas en cada punto de extracción de las muestras en la columna de sedimentación.

De los ensayos se ha obtenido un valor para la velocidad de sedimentación de 0.0452 cm/s , es decir, $39 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{día}$.

Este valor, resultado de la experimentación, es aceptable dado que, según Richter, la velocidad de sedimentación de los flóculos formados con sulfato de aluminio debe estar comprendida entre 0.02 y 0.08 cm/s (17 y $70 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d}$) y su uso es adecuado para instalaciones con operación razonable.

Teniendo en cuenta las diferencias entre el ensayo de laboratorio y el comportamiento real en la planta y considerando el método de dimensionamiento utilizado, se adopta una velocidad crítica de sedimentación de $25,2 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{día} = 0,0292 \text{ cm/s} = 1,75 \text{ cm/min}$, aplicando un coeficiente de minorización $m = 39 / 25,2 \cong 1,55$ (valor aceptable), ya que según Di Bernardo este coeficiente puede variar entre $1,2$ y 2 .

El cálculo se ha desarrollado considerando el modelo propiciado por Di Bernardo en el Capítulo VII – Numeral 8 Sedimentación de la Fundamentación. Para ello se utiliza la Tabla 15 “Longitud L (m) necesaria de los conductos en función de la velocidad de sedimentación U_s (cm/min) de partículas discretas y de la velocidad de escurrimiento U_{em} (cm/min) en un conducto de $60 \cdot 600 \text{ mm}$, ya que según Di Bernardo sus valores no difieren de los que se obtienen para conductos formados entre placas planas paralelas de $60 \cdot 1200 \text{ mm}$.

Las placas planas a colocar transversalmente al eje longitudinal de una fila, tienen las siguientes dimensiones:

$b = 2,40 \text{ m}$ = ancho de cada placa plana = ancho de cada fila de placas.

$l = 1,20 \text{ m}$ = altura de cada placa plana = largo de los canales formados entre dos placas sucesivas.

$e = 0,01 \text{ m}$ = espesor de cada placa plana.

$\theta = 60^\circ$ = ángulo de inclinación de las placas planas colocadas paralelas respecto al plano horizontal donde se apoyan.

$d = 0,06 \text{ m}$ = separación libre entre placas planas consecutivas = altura de cada canal, por donde se desarrolla el flujo inclinado y ascendente del líquido floculado.

Las partículas removidas serán recolectadas en el fondo de cada unidad mediante tolvas de volumen tronco-cónico. Los paramentos laterales de las tolvas poseerán un ángulo de 55° con respecto a la horizontal a efectos de asegurar que el barro escurra francamente al fondo, sin adherirse a las paredes.

Todas las tolvas de un sedimentador se conectarán mediante laterales individuales a un conducto principal de evacuación longitudinal, regulado en su extremo por válvula. Cada conducto desembocará en un canal colector general que derivará el material al sistema de impulsión al concentrador de barros.

Los conductos que conducen barros tendrán dimensiones suficientes para permitir que el personal pueda realizar inspección y provocar purgas en válvulas localizadas a efectos de tomar muestras del barro existente en cada tolva.

4.8. FILTRACIÓN

En el proceso de filtración se realiza la separación de las partículas que no han podido ser eliminadas en las etapas previas de tratamiento constituyendo la última etapa de reducción de partículas suspendidas dentro de la Planta.

El agua efluente de los filtros es conducida a los consumidores sin posterior cambio de su calidad en los aspectos organolépticos.

Es la etapa de tratamiento que requiere los mayores costos constitutivos y presenta la mayor complejidad desde el punto de vista operativo especialmente por la atención que demanda a los operadores la realización de todas las etapas funcionales de los mismos.

La parte más importante de los filtros la constituye el medio filtrante, debiendo ser adecuadamente seleccionado en el diseño, correctamente colocado durante la construcción y mantenidas sus características físicas durante la etapa operativa.

Para asegurar el mantenimiento de la eficiencia del manto filtrante durante la etapa operativa es menester que el filtro sea adecuadamente lavado.

Otro aspecto de los filtros lo constituye la necesidad de una permanente evaluación o monitoreo. Esta propiedad la comparte en mayor o menor medida con el resto de las unidades integrantes de la Planta de Potabilización, pero dado que los filtros constituyen la última etapa de tratamiento es menester que las instalaciones estén correctamente monitoreadas, de forma tal que sea posible conocer continuamente la calidad del agua que se está produciendo.

Se diseñaron filtros rápidos a gravedad, de velocidad de filtración constante durante la carrera de la unidad. El regulador de velocidad de filtración estará integrado por un medidor de caudal del agua filtrada que gobierna a una válvula mariposa reguladora de ese flujo.

Se adopta una velocidad de filtración de diseño $U_e = 12 \text{ m/h} = 288 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$.

La dirección del flujo de agua durante la filtración será descendente.

Dado que la batería posee un número elevado de filtros, no se requerirá ajustar la velocidad de filtración por aumentos en el nivel del agua en la superficie de cada filtro, durante el lavado o eventual salida de servicio de otros filtros, asumiéndose que la variación de velocidad resultante por ese incremento del líquido el nivel es despreciable.

El manto filtrante será simple, o sea, de un solo material y estará constituido por arena gruesa de tamaño uniforme, con un coeficiente de uniformidad cercano a la unidad.

El falso fondo estará formado por losetas planas premoldeadas apoyadas sobre muretes laterales, con toberas especialmente diseñadas para el pasaje de agua y aire, a tal efecto cada tobera poseerá una prolongación o cola alargada con una ranura para permitir el pasaje del aire.

El manto soporte del material filtrante estará constituido por una capa de arena torpedo.

El agua tratada para el lavado de la batería de filtros y servicios de la planta de potabilización, se derivará desde un tanque elevado ubicado a una cota sobre el terreno que permita la alimentación por gravedad a todo el sistema.

El caudal de lavado a los filtros se regulará antes del ingreso a las unidades.

Para el lavado del filtro sucio hay dos alternativas: lavado conjunto o independiente con agua y aire, se adoptó una variante alternativa intermedia.

En una primera etapa se inyectará agua y aire en forma simultánea en un período estimado en 3 minutos y en una segunda etapa con agua solamente durante 5 minutos aproximadamente, con velocidades ascendentes de 0,3 y 0,8 m/min respectivamente.

El sistema adoptado significará además de producir una mejor fluidificación del manto único de arena gruesa, un ahorro en el consumo de agua para el lavado.

Será conveniente realizar ensayos futuros con cierta frecuencia para optimizar el sistema de lavado de acuerdo al tipo de agua a filtrar.

Para el cálculo de la velocidad de fluidificación se ha utilizado el método para mantos de arena uniforme, por lo que se tiene:

$$U_{mf} = \frac{\mu}{\rho_a \cdot d_{eq}} \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \cdot G_a} - 33,7 \right] \text{ velocidad mínima de fluidificación para mantos uniformes.}$$

donde:

μ : viscosidad dinámica del agua (N . s/m²) para T°C

ρ_s : masa específica de los granos del medio (Kg/m³)

ρ_a : masa específica del agua (Kg/m³), para T°C

d_{eq} : tamaño medio de los granos entre los granos de tamaño máximo y mínimo comprendido en los tamices consecutivos de la serie granulométrica.

$$G_a = \frac{d_{eq}^3 \rho_a (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2} \text{ número de Galileo.}$$

donde:

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

4.9. DESINFECCIÓN

A fin de asegurar la calidad bacteriológica del agua para consumo se incorpora un desinfectante, en nuestro caso cloro, previendo un adecuado tiempo de contacto del líquido con el agente desinfectante y la existencia de un residual de cloro para hacer frente a posibles contaminaciones en el sistema de distribución.

4.10. NEUTRALIZACIÓN DEL PH

En el proceso de coagulación, el agregado del sulfato de aluminio produce un pH inferior a 7 que es favorable para la reacción del agua tratada con la solución de cloro.

En cambio ese pH deberá ser neutralizado a continuación, para evitar la corrosión de los elementos metálicos utilizados en el agua de consumo. De allí la aplicación de suspensión de cal al final del tratamiento, proceso denominado postalcalinización.

5. EDIFICIOS PARA LA PREPARACIÓN DE SOLUCIONES Y SERVICIOS AUXILIARES

5.1. CASA QUÍMICA

El sistema de dosificación de productos químicos comprenderá una serie de sub-sistemas o partes integrantes, cada una destinada a una función específica.

Las funciones de cada subsistema serán:

- Almacenamiento del producto a dosificar.
- Preparación de las soluciones.
- Medición y control de las dosis de los productos a utilizar.
- Transporte de las soluciones hasta los sitios de dosificación.

Dosificación de productos químicos en la planta potabilizadora

Coagulantes

Para la correcta potabilización de las aguas se supone que es necesario dosificar los siguientes productos químicos:

Coagulante primario:

Se utilizará solución líquida de sulfato de aluminio preparada en la Planta a partir del producto sólido.

Con el producto de calidad comercial, se preparará para la dosificación una solución madre al 10 % de concentración la que posteriormente será diluida para la inyección en las cámaras de mezcla rápida.

Se elige una solución madre al 10 %, principalmente por dos razones:

- 1). Las soluciones al 10 % de sulfato de aluminio poseen estabilidad a distintas temperaturas. Si por ejemplo se eligiesen concentraciones mayores podrían producirse problemas de precipitación, y en concentraciones menores inconvenientes de hidrólisis.
- 2). El uso de soluciones al 10 % hace mas sencillos los cálculos de consumos y de caudales a utilizar durante la operación de la Planta.

En los planos de la “Casa Química - Esquema para Sulfato de Aluminio” se indican en forma simplificada los distintos componentes integrantes del sistema.

El sulfato de aluminio será provisto en bolsas que serán descargadas en forma manual en los tanques de preparación de la solución.

Se adoptó el uso de bolsas de 50 Kg de capacidad cada una.

Se dispondrá de tres tanques de preparación de la solución de iguales características, en paralelo, de forma tal que mientras uno se encuentra alimentando a las bombas dosificadoras el otro puede ser utilizado para la preparación de una nueva solución, quedando el tercero de reserva para hacer frente a un eventual incremento de las dosis a aplicar.

Las bombas dosificadoras serán dos, una funcionando y la otra en reserva. Ambas serán del tipo de desplazamiento positivo, de regulación automática por variación de frecuencia del motor. En caso de falla del sistema, la regulación podrá realizarse en forma manual.

La modificación de la dosis se realizará mediante un controlador lógico programable (PLC) en función de las distintas variables que son medidas por los instrumentos de la Planta.

Coadyuvante de floculación:

Se utilizará un polielectrolito de carga superficial catiónica, aniónica o neutra, según las necesidades dadas por las características del agua a tratar.

El uso de un coadyuvante de floculación podrá ser especialmente útil para:

- Mejorar la eficiencia de la coagulación-sedimentación.
- Reducir las dosis de coagulante primario.
- Facilitar la separación de ciertos elementos, como por ejemplo algas, que pueden interferir en los procesos normales de potabilización. La proliferación de algas podrá ocurrir en aguas que reciben alta insolación, máxime cuando pasan por sitios de almacenamiento como el espejo de un dique. En este caso se ha previsto la presencia estacional de algas.
- Mejorar la compacidad de los barros separados en el sedimentador, reduciendo los volúmenes de purga y, por ende, mejorar la eficiencia de producción de la Planta.

La aparición de algas puede producir algunos de los siguientes problemas, dependiente de la especie presente:

- Interferencias en la coagulación.
- Acortamiento de la carrera de los filtros.
- Aparición de sabores o aún colores en el agua dada a consumo.

Para ello se han diseñado las instalaciones, a efectos de poder dosificar polielectrolitos de cualquier tipo, catiónicos, aniónicos o neutros. Es decir, dado que los distintos tipos de polielectrolitos pueden ser provistos en forma sólida o líquida, se han diseñado las instalaciones de forma tal de poder dosificar cualquiera de ellos. En efecto, la simple interposición de un eyector de dilución en la cañería de alimentación a los tanques de preparación de la solución permitirá preparar soluciones tanto de productos líquidos (mediante el eyector) y sólidos simplemente por vaciado de la cantidad necesaria en el tanque. Las instalaciones estarán preparadas para manejar soluciones viscosas de cualquiera de los dos productos.

En el plano de la “Casa Química - Esquema para Polielectrolito” se indican en forma simplificada los distintos componentes integrantes del sistema.

La alimentación del polielectrolito a los tanques de dilución se realizará en forma manual. De los tanques de 200 litros de producto se utilizará una bomba de trasvase manual a los tanques de dilución, a efectos de asegurar el agregado de la cantidad justa deseada. En caso de utilizarse producto sólido, la carga se realizará en forma manual por volumen.

Se dispondrá de tres tanques de dilución. Mientras uno alimenta las bombas dosificadoras, el restante queda listo para preparar una nueva solución y el tercero de reserva.

Las bombas dosificadoras serán dos de similares características. Ambas serán del tipo de desplazamiento positivo, con variador electrónico de frecuencia a efectos de poder regular la dosis desde un controlador lógico programable (PLC). En caso de falla del sistema, la regulación podrá efectuarse en forma manual.

El empleo de polielectrolito catiónico se utilizará también para mejorar la deshidratación del barro efluente del concentrador de lodos, a fin de lograr la liberación del agua entre los poros, difícil de realizar sin ese elemento. El almacenamiento, preparación y dosificación se efectuará en el local donde se instalarán los filtros de bandas.

Alcalinizante

Se utilizará cal hidratada. La cal cumple la función de corregir las disminuciones de pH causadas por la dosificación del sulfato de aluminio y de su reacción con la alcalinidad del agua cruda.

En el plano de la “Casa Química - Esquema para Cal” se indican en forma simplificada los distintos componentes integrantes del sistema.

Se dispondrá de tres tanques para preparar la suspensión. La carga del producto será manual, por bolsas y se dispondrá de equipos extractores para los polvos generados. Se cargará la cal en la tolva sobre el tornillo de alimentación que asegurará la alimentación de cal al tanque de dilución en la cantidad igual a la dosificada, de forma tal de asegurar que no se produzcan precipitaciones. De esta forma, el conjunto tornillo-tanque-bomba dosificadora funcionará en un régimen permanente de alimentación.

Las bombas de dosificación serán del tipo neumático, alimentadas por un compresor independiente.

Productos químicos y dosis a utilizar

En base a ensayos realizados previamente se adopta entonces el uso de los siguientes productos químicos:

Coagulante primario: sulfato de aluminio

Coadyuvante: polielectrolito

Alcalinizante: cal hidratada en polvo

Desinfectante: cloro gaseoso

En los ensayos de laboratorio realizados con muestras del agua a tratar obtenidas en distintas épocas del año se determinaron las siguientes dosis, expresadas en mg / l:

Insumo	Dosis máxima	Dosis media	Dosis mínima
Sulfato de aluminio	90	45	10
Polielectrolito	0.2	0.1	0.01
Cal	45	22	-
Cloro	3	1.5	0.1

Tabla 1. Dosis de productos químicos

Para el caudal a tratar en la planta resultan las siguientes cantidades o consumos medios:

Insumo	Dosis media prevista mg / l	Consumo medio Kg / día
Sulfato de aluminio	45	6124
Polielectrolito	0,1	1360
Cal	22	2994
Cloro	1,5	204

Tabla 2. Consumo medio de productos químicos

Almacenamiento de los insumos químicos utilizados para la potabilización

Las instalaciones de almacenamiento han sido diseñadas de forma tal que su capacidad permita disponer de las autonomías indicadas en la Memoria de Cálculo.

Las autonomías requeridas para cada producto químico a utilizar para la potabilización han sido seleccionadas teniendo en cuenta una serie de factores:

- Distancia de la planta potabilizadora a los centros de producción o provisión de cada producto.
- Facilidad de transporte, dada por los medios de comunicación de los centros de producción o de provisión a la planta potabilizadora y la calidad de los caminos que los vinculan.

Se ha previsto que el sulfato de aluminio y la cal serán provistos en forma sólida y en bolsas, mientras el polielectrolito será en tambores.

Las bolsas de sulfato de aluminio y de cal serán almacenadas en pilas (estibas) para permitir su movimiento desde la recepción al sitio de almacenamiento y desde este al sitio de preparación de las soluciones, debiendo estar las estibas ubicadas sobre pallets de

madera. Estos pallets podrán ser izados y transportados en condiciones seguras mediante el uso de elevadores autoportantes.

Por razones de seguridad la altura de cada pila no deberá superar una altura de 1,80 metros.

Entre las distintas pilas se han dispuesto pasillos de ancho suficiente para permitir la libre circulación, tanto desde los camiones hasta las pilas de almacenamiento como desde las pilas a los tanques de preparación de las soluciones.

En caso que el polielectrolito sea provisto en forma líquida, como es el caso general de los productos catiónicos, el trasvase se realizará mediante el uso de bombas manuales.

El sitio de depósito de los tambores de polielectrolito poseerá un murete de límite, a efectos de confinar posibles pérdidas o derrames propias del método de trasvase. De esta forma, se limitará la posibilidad de caídas de los operarios por resbalamiento y se podrá dar disposición adecuada al material residual de forma tal de no provocar impactos en el ambiente.

La sala de almacenamiento poseerá vanos de dimensión suficiente para permitir el ingreso cómodo del material, equipos y personal afectado al mismo.

5.2. DESINFECCIÓN

Producto a utilizar para la desinfección

Para la desinfección del agua tratada se utilizará cloro.

A efectos comparativos se analiza como alternativa el uso de otro desinfectante, en la forma de dióxido de cloro.

Diseño del sistema

Para el diseño del sistema de cloración debe tenerse en cuenta que las instalaciones comprenden (ver Estaciones de Cloración del Capítulo X – Desinfección, de la Fundamentación):

- Almacenamiento.
- Sala de Cloración.
- Cámara de Contacto.

El primer paso para el diseño del sistema de cloración consiste en la selección del tipo de recipiente de cloro gaseoso que será utilizado en la Planta.

Para el abastecimiento de cloro gaseoso se dispone de la alternativa de utilizar cilindros de 50 Kg de capacidad, cilindros de 70 Kg de capacidad y tambores de una tonelada de capacidad, ver Capítulo X – Desinfección, de la Fundamentación.

Para seleccionar el tipo de recipiente de cloro, se debe tener en cuenta la máxima cantidad de cloro gaseoso a presión que puede ser extraído de cada tipo de envase.

Puede decirse en forma general, que de un tambor de una tonelada pueden ser extraídos como máximo 180 kilogramos de cloro por día a temperatura ambiente. La cantidad posible a ser extraída dependerá, para cada caso particular, esencialmente de la temperatura a la que se encuentra el cloro líquido en el interior del contenedor. La capacidad de extracción dependerá, entonces, de la temperatura del ambiente del local donde está ubicado el recipiente.

Asimismo, de un cilindro de 68 Kg pueden ser extraídos como máximo 18 kilogramos por día, siempre a temperatura ambiente.

El caudal másico que es posible extraer de un cilindro de cloro depende de la velocidad de evaporación, es decir de la velocidad de pasaje de la fase líquida a la gaseosa, que depende de la superficie de la interfase y de la temperatura.

Para que se justifique la utilización de evaporadores los requerimientos de consumo deben ser superiores a 100 Kg / d.

Por ello, es necesario conocer la velocidad real de alimentación para la temperatura de operación.

En la **Tabla 3** se indica la cantidad de cloro que es posible extraer un cilindro de tonelada en función de la temperatura.

T °C	Cantidad de cloro	
	Kg / d	Kg / h
4	109	4.5
10	145	6
16	182	7.5
21	218	9

Tabla 3. Cantidad de cloro a obtener a distintas temperaturas de recipientes de una tonelada

Para el diseño se adopta la velocidad de alimentación correspondiente a una temperatura tal que cubra todas las situaciones operativas.

Dado el consumo medio y máximo diario previsto y las velocidades de alimentación esperadas a distintas temperaturas, calculadas con anterioridad e indicadas en la Memoria de Cálculo, se ha dispuesto para la alimentación de cloro gaseoso de una batería compuesta por dos tambores de 1000 Kg de capacidad cada uno en dosificación y de dos de iguales características en paralelo, unidos por un “manifold” o cañería matriz general (aductor general), según se explica en el Capítulo X - Desinfección de la Fundamentación.

En el Plano “Casa Química - Sistema de Cloración” se indican en forma simplificada los distintos componentes integrantes del sistema. El mismo se complementa con el Plano “Planta Potabilizadora - Sistema de Abatimiento de Fugas de Gas Cloro”.

La solución de cloro dosificada será inyectada en un punto adecuado situado en el canal de salida de la batería de filtros, previo a la cámara de contacto. Para mejorar las condiciones de mezcla entre la solución clorada y el agua en tratamiento, la inyección se realizará por medio de un difusor.

La cámara de contacto asegurará el tiempo de reacción entre la solución de cloro y el agua a desinfectar, previo a la salida de Planta, de forma tal de efectuar los ajustes necesarios en la concentración residual del mismo.

Elementos de seguridad en el diseño e instalaciones

En el diseño se ha dispuesto el equipamiento necesario y adecuado a fin de asegurar la correcta dosificación del clorógeno, con el debido nivel de seguridad frente a los potenciales riesgos emergentes de la manipulación de cloro en forma gaseosa, según se indica en “Seguridad en las estaciones de cloración” del Capítulo X – Desinfección, de la Fundamentación.

En efecto, la liberación de cloro en la atmósfera, sea por accidentes como por errores en la operación, puede poner en riesgo potencial la salud de las personas que se encuentren en las proximidades, dadas las características irritantes y aún tóxicas que el cloro gaseoso puede provocar si es puesto en contacto con el cuerpo humano.

Por ello es que se han dispuesto los elementos de seguridad, principalmente en la forma de:

- a) Columnas de abatimiento de fugas de cloro.*
- b) Equipamiento de protección personal.*
- c) Equipamiento para el manejo de fugas de los recipientes.*

La mayor frecuencia de fugas de los recipientes se produce en la sala de almacenamiento, durante la operación de cambio de conectores flexibles.

Por ello, para el diseño se han identificado y separado dos sectores de características bien diferenciadas: la zona de cloro a presión y la zona de cloro en vacío.

La zona de cloro a presión está identificada por la zona de almacenamiento de recipientes y de transporte de cloro a presión hasta la válvula reguladora de vacío. La zona de cloro en vacío está ubicada a continuación de la anterior.

Durante la operación normal, para la dosificación de las cantidades requeridas de cloro los operadores estarán ubicados en la zona de cloro en vacío. Asimismo, la planta poseerá los elementos de automatización y control tales que la dosis pueda ser regulada desde la Sala de Control.

En el caso eventual de una fuga de cloro generada por un conector flexible, la junta o el mismo recipiente, al aumentar la concentración de cloro en la atmósfera de la sala, esa fuga es captada por los sensores del detector de fugas dispuestos a tal fin en lugares estratégicos.

Estos sensores darán en forma automática la orden de parar los extractores continuos de ventilación de la sala y poner en funcionamiento los extractores del Sistema de Neutralización. De esta forma se procede a evacuar la atmósfera contaminada, haciéndola pasar por un flujo a contracorriente de solución alcalina.

La puesta en contacto del aire contaminado con la solución alcalina se efectúa en un lecho de alta superficie específica, tipo anillos Pall, permitiendo la neutralización del cloro y su transformación en cloruro de sodio, eliminando todo su riesgo potencial.

En el plano “Planta Potabilizadora - Sistema de Abatimiento de Fugas de Cloro” se indican esquemáticamente las partes integrantes de este sistema, de donde se destacan el cuerpo principal de la torre, conteniendo el material de relleno, el depósito de solución alcalina, las bombas de recirculación, el sistema de distribución tipo lluvia, la alimentación de agua de reposición a fin de compensar las pérdidas por evaporación y el colector superior de gotas a efectos de eliminar posibles arrastres de solución alcalina con la corriente gaseosa recirculada.

d) Kits de seguridad

El objetivo de estos elementos es el manejo de pérdidas en los mismos recipientes de gas cloro.

Consisten en una serie de elementos de seguridad estandarizados para los distintos recipientes de cloro. Para los tambores de 1000 Kg de capacidad reciben el nombre de Kit B. Consisten en una serie de herramientas y elementos destinados a la obturación y eliminación de posible pérdidas que puedan darse en los sitios de mayor frecuencia de daños en los envases de cloro: las válvulas, lomo del cilindro y casquetes. Se trata de elementos destinados a realizar solamente reparaciones de emergencia, a efectos de dominar una pérdida por daño del recipiente y no a darles solución permanente.

e) Elementos de seguridad personal

Consisten en elementos de respiración autónoma a fin de poder ingresar a atmósferas contaminadas y equipamiento de protección para evitar el contacto directo de la piel con el cloro, tanto para manos, cara y cuerpo en general.

Asimismo se dispondrá de duchas y lava-ojos, las que accionadas por medio de un pedal podrán lavar las superficies afectadas en caso de un contacto accidental con el cloro.

Se dispondrá de botellas de solución amoniacal a fin de detectar sitios de fuga o falta de estanqueidad, fundamentalmente después del cambio de cilindros.

Los elementos de seguridad estarán alojados en un gabinete específico, en el exterior del local donde se almacene o dosifique el cloro.

Todas las puertas de estos locales abrirán hacia fuera.

Almacenamiento

El almacenamiento de los recipientes, tanto llenos en espera para dosificación como vacíos en espera para su transporte, se realizará en un local cerrado y ventilado en forma permanente, separado de la Sala de dosificación.

La sala de almacenamiento dispondrá de elementos para el izaje y transporte seguro de los cilindros.

La Sala tendrá distribuidos sensores detectores de fugas, conectados con la automatización del sistema de abatimiento de fugas.

La alimentación de cloro se realizará mediante cilindros de 1000 Kg de capacidad, los que estarán montados sobre balanzas independientes, cada una de 3000 Kg de capacidad.

Se dispondrá entonces de dos balanzas electrónicas, construidas en materiales especialmente protegidos contra la acción corrosiva de una atmósfera de gas cloro. Estas balanzas informarán en un panel de control la capacidad de cloro remanente en cada contenedor y la transmitirán a la Sala de Control.

Asimismo se dispondrá de sitios de emplazamiento para cilindros adicionales, a fin de almacenar la cantidad de cloro correspondiente a un mes de consumo.

La sala de recipientes estará provista de una serie de extractores de funcionamiento continuo, a efectos de proveer adecuada ventilación y renovación del aire de su interior (20 renovaciones por hora). En caso de registrarse una fuga de gas cloro, la misma será captada por los sensores del detector de fugas, deteniendo automáticamente los extractores de ventilación, quedando la sala sellada al exterior dado que éstos poseen cortina a sectores. Se asegurará que en la operación normal el portón de ingreso se encuentre cerrado. Así la acción de los extractores de la columna de neutralización podrán evacuar la atmósfera contaminada hasta que los sensores del detector registren el valor mínimo permisible.

La Sala estará provista de un polipasto eléctrico de capacidad suficiente para el movimiento de los recipientes montado sobre una viga monorriel de trazado tal, que permita el movimiento de los contenedores desde el camión de transporte hasta el sitio de almacenamiento y los sitios de dosificación. El movimiento de los cilindros será realizado con seguridad mediante la viga de izaje.

Se dispondrá de una válvula reguladora de vacío ubicada después del “manifold” de alimentación a efectos de que la dosificación se realice a presión menor que la atmosférica. De esta forma, se permitirá que en la sala de dosificación el operador no esté expuesto a conducciones con cloro a presión. Una eventual rotura de cañerías interrumpirá el flujo de cloro gaseoso debido a la válvula reguladora de vacío eliminándose la posibilidad que el operador tome contacto con el gas.

Un elemento automático de cambio de cilindros o “switch-over” realizará en forma automática la permutación de un recipiente a otro, una vez que éste se hubiese agotado.

Sala de cloración

En esta Sala se han dispuesto los elementos necesarios para la dosificación.

El sistema de dosificación estará integrado por dosadores automáticos a vacío. Se dispondrá de tres equipos de igual capacidad, dos en funcionamiento para la dosificación normal y uno en stand – by. La capacidad de cada equipo será de 100 Kg/d.

La fuerza motriz para la succión de los eyectores estará provista por bombas de presión o booster. Se proveerán cuatro bombas booster, las que estarán intercomunicadas a efectos de proveer flexibilidad al sistema. Además, se proveerá de rotámetros para la medición y regulación del caudal de agua necesario para los eyectores.

En el eyector se realizará la mezcla del cloro con el agua, generándose la solución clorada, que será transportada a los sitios de inyección.

En el caso de inyección de la solución en el mismo acueducto, que conduce el líquido de la Cámara de Contacto a la Ciudad, la misma se realizará por medio de un difusor a efectos de proveer adecuada mezcla con la corriente líquida en circulación. En caso de necesitarse realizar eventuales reemplazos o reparaciones de este difusor, se ha dispuesto un sistema de bloqueo (válvula de retención especial) para poder permitir que sea retirado sin afectar el normal servicio del Acueducto.

Cámara de contacto

En la cisterna que opera como cámara de contacto se efectuará la desinfección del agua en tratamiento. Para que este proceso se realice adecuadamente se requiere disponer de un volumen líquido tal que asegure la permanencia buscada y un diseño hidráulico que privilegie el flujo a pistón, en desmedro de los cortocircuitos y las zonas muertas.

La cisterna – cámara de contacto estará materializada por canales de flujo sinuoso y longitudinal, conformados por tabiques o pantallas directores del flujo, con dimensiones indicadas en la Memoria de Cálculo.

Dispondrá de un drenaje que permita su vaciado para tareas de mantenimiento.

5.3. LABORATORIO DE CONTROL

En el Laboratorio de Control de la Planta Potabilizadora se realizarán todas las determinaciones rutinarias de control físico, químico y biológico del agua cruda y tratada durante la operación de la Planta.

Asimismo en el Laboratorio se realizarán los análisis a las muestras provenientes del control de la Planta, de los residuos generados y de los insumos químicos utilizados para la potabilización.

En el Laboratorio de la Planta no se efectuarán determinaciones extraordinarias, como son las determinaciones de metales pesados, conteo e identificación de algas, clorofila, contenido de microorganismos como *cristosporidium*, *giardia*, etc.

Para esos ensayos, que se realizarán con menor frecuencia, se contará con los servicios de un Laboratorio centralizado y externo. En la planta se efectuarán mediciones de seguimiento y de soporte a esos parámetros, como ser la observación por microscopio de las algas.

Determinaciones en la operación normal

Las determinaciones consistirán en los parámetros físicos, químicos y biológicos siguientes:

- Turbiedad.
- Color.
- Alcalinidad.
- pH.
- Cloro residual: total y libre.
- Temperatura.
- Calidad de los insumos: sulfato de aluminio (óxidos útiles), cal, cloro.
- Sólidos totales.
- Sólidos sedimentables (para barros de purga).
- Calidad bacteriológica: conteo y determinación de microorganismos, como bacterias coliformes totales y fecales y bacterias aeruginosas.

Ensayos

Ensayo de Prueba de Jarras: determinación de los valores óptimos de las dosis de coagulantes, polielectrolitos y cal, gradientes y pH de coagulación.

Ensayo de sedimentabilidad.

6. SISTEMAS COMPLEMENTARIOS

Los sistemas complementarios estarán constituidos por:

- Sistema de tratamiento de los residuos líquidos generados en la Planta.
- Sistema de alimentación de energía ininterrumpible.
- Sistema de ventilación y aire acondicionado.

6.1. TRATAMIENTO DE LOS RESIDUOS LÍQUIDOS GENERADOS EN LOS PROCESOS DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN

Características de los residuos líquidos

Los residuos líquidos generados en una planta de potabilización han creado problemas para su disposición y derivación, ya que contienen contaminantes como son microorganismos, olores, sabores, trihalometanos producidos en la desinfección, además de la erosión de terrenos aledaños y en algunos casos imposibilidad de su drenaje.

Actualmente las regulaciones ambientales han condicionado el destino de esos efluentes contaminados, especialmente cuando son derivados a un curso de agua.

Por ese motivo se ha previsto que los residuos líquidos sean tratados en una planta especial, ubicada en el mismo predio que la planta de potabilización, diseñada para tener un efluente aprovechable en forma económica, sanitaria y segura.

Generalmente los contaminantes generados en los distintos procesos de potabilización, son:

- Sólidos.
- Metálicos, como es el aluminio de los coagulantes.
- Microorganismos: Giardia Lambia, Cristopordium.
- Productos químicos: trihalometanos.

Las principales características de los residuos son:

- Físicas.
 - Contenido de sólidos y su concentración.
 - Resistencia específica.
 - Compresibilidad.
 - Tensiones de corte. Viscosidad
 - Densidad.

- Distribución del tamaño de las partículas.
- Químicas.
 - Contenido de metales.
 - Toxicidad.

Producción de residuos líquidos generados en la planta

- Las descargas de residuos líquidos se originan en los siguientes procesos y actividades que se realizan en la planta de potabilización:
 - Coagulación.
 - Floculación.
 - Sedimentación.
 - Filtración.
 - Limpieza de las instalaciones de la planta y descargas periódicas de la Casa Química y depósitos.
- Para el estudio de aquellas descargas se consideran dos tipos de desagües, correspondientes a:
 - Lavado de los filtros colmatados.
 - Drenaje del material depositado en tanques de preparación de productos químicos y en especial en las tolvas de los sedimentadores.
- Dado el volumen de residuos producidos en relación a las restantes instalaciones, se consideran para el cálculo de la planta especialmente los correspondientes al agua de lavado de los filtros y a los barros depositados en las tolvas de la batería de sedimentadores.

Los valores de los volúmenes producidos y sus concentraciones, fueron determinados en pruebas de laboratorio con una planta piloto y de acuerdo a experiencias de plantas semejantes.

- Así resultó para el agua sucia del lavado

$Q_L = (t_1 \cdot U_{L1} + t_2 \cdot U_{L2}) \cdot A_f \cdot N_f$ = volumen diario de agua sucia del lavado de la batería de filtro (m³/d), donde:

t_1 = tiempo estimado del lavado en la primera etapa (conjuntamente con aire) (min)

t_2 = tiempo estimado del lavado en la segunda etapa (con agua solamente) (min)

U_{L1} = velocidad media estimada del flujo ascendente del agua de lavado en la primera etapa (m³/m² . min)

U_{L2} = velocidad media estimada del flujo ascendente del agua de lavado en la segunda etapa (m³/m² . min)

A_f = superficie filtrante de cada unidad (m^2)

N_f = número total de filtros de la batería

C = concentración de sólidos suspendidos del agua sucia del lavado. Se obtuvo una concentración media de 3 a 5 mg . SS/l

En general se estima un volumen diario del agua sucia del lavado que oscila entre 1,5 a 2,0 % del caudal total del agua cruda a tratar.

- Para el drenaje de las tolvas de barros de la batería, se determinó los siguientes parámetros para el diseño del concentrador.

$r = SS/UNT = 0,5$: relación media determinada en laboratorio, entre los sólidos suspendidos y la turbiedad del agua cruda.

$Q_{ts} = p \cdot Q_T$ = volumen diario extraído continuamente de la tolva de los sedimentadores, siendo:

$Q_T = 1,575 \text{ m}^3/\text{s} = 136080 \text{ m}^3/\text{d}$ = caudal total de la planta de potabilización.

$p = 3 \%$ = porcentaje del caudal total de la planta de potabilización depositado en las tolvas de los sedimentadores.

$C = 1 \%$ = 10 Kg SS/ m^3 = concentración de sólidos suspendidos en el barro (semi líquido) depositado.

Método del diseño para tratar los residuos generados

- Línea del líquido sucio del agua de lavado de la batería de filtros.

Se proyecta una laguna de almacenamiento para un volumen líquido correspondiente al lavado simultáneo de dos filtros.

A su vez esa laguna recibirá el drenaje de los filtros banda y de su lavado.

- Línea de la descarga de las tolvas de la batería de sedimentadores.

Comprende las siguientes etapas:

- Concentrador de barros compuesto por un sedimentador de placas planas paralelas, entre las cuales se produce el escurrimiento inclinado y ascendente del líquido descargado desde las tolvas de la batería de sedimentadores.

En el concentrador se separan las fases líquida y sólida del volumen diario derivado continuamente de las tolvas de los sedimentadores.

La fase líquida que representa el 80 % de ese volumen se derivará al pozo de bombeo del líquido, desde donde se lo impulsará a la Cámara Amortiguadora de Energía de la Planta Potabilizadora. La fase sólida depositada en su tolva se destina a la deshidratación.

- Deshidratación del barro depositado en la tolva del concentrador en una batería de filtros banda, previo dosaje y mezcla de un polielectrolito catiónico.

- Transporte de la torta de barro deshidratado al almacenamiento, mediante equipos especiales (carros, containers móviles, etc.) que la descargan al almacenamiento, en donde se la desparrama mediante palas.
 - Secado final de la torta húmeda producida en los filtros banda, mediante el almacenamiento en un recinto abierto que servirá para completar su secado y permitir su extracción mecánica para ser remitido a su disposición final.
 - Sistema del lavado de los filtros banda: se realizará derivando un caudal del conducto del efluente líquido sedimentado del concentrador que se descarga en el pozo de bombeo de recirculación.
- Retorno de la fase líquida de ambas líneas.

Un pozo de bombeo del líquido a recircular tendrá las siguientes funciones:

- Recepar la fase líquida del concentrador del barro impulsado desde otro pozo de bombeo que recibe la descarga de la batería de sedimentadores de la Planta de Potabilización.
 - Recolectar el caudal proveniente de la laguna de almacenamiento receptora del correspondiente al lavado de los filtros y a la descarga del lavado de los filtros banda.
 - Impulsar el líquido total recolectado de ambas líneas a la cámara amortiguadora de energía de la planta de potabilización. Se estima entre 4 y 5 % del caudal total $Q_T = 1,575 \text{ m}^3/\text{s}$, el caudal retornado con vestigio favorable de coagulantes y además con escaso aporte de sólidos suspendidos.
- Balance de masas y caudales.

Dado que los líquidos y barros provenientes de los desagües de las distintas instalaciones de la Planta se recirculan, previo tratamiento, serán prácticamente nulos los desagües de esta Planta.

En la Memoria de Cálculo se desarrollan los caudales correspondientes a cada etapa y su concentración.

- Ante los problemas que pudiera dar origen el eventual contenido de microorganismo patógenos en el líquido recirculado, se deberá efectuar una desinfección controlada del efluente de la Planta.

6.2. SISTEMA DE COMANDO Y CONTROL DE LA PLANTA POTABILIZADORA

Se dispondrá de un Centro de Control, ubicado en el edificio principal.

En este Centro se recibirán las señales de las variables medidas y se podrán disponer las acciones de comando de la Planta.

Las acciones de comando que podrán realizarse desde el Centro de Control serán:

- Apertura y cierre de las compuertas de ingreso a los floculadores.

- Apertura y cierre de las compuertas de ingreso de agua decantada.
- Apertura y cierre de las compuertas de salida del agua de lavado de los filtros.
- Apertura y cierre de las compuertas de salida de barros de los sedimentadores.
- Apertura y cierre de las compuertas de entrada de agua decantada a los filtros.
- Apertura y cierre de las válvulas de aire a los filtros.
- Arranque, parada y regulación de mezcladores rápidos.
- Arranque y parada de los sopladores de aire.
- Arranque, parada y regulación de las bombas dosificadoras de coagulante.
- Arranque, parada y regulación de las bombas dosificadoras de polielectrolito.
- Arranque, parada y regulación de las bombas dosificadoras de cal.
- Arranque, parada y regulación de los dosificadores de cloro.
- Arranque y parada de las bombas elevadoras al Tanque Elevado desde el ingreso a la Cámara de contacto de cloro.

En el Centro de Control se recibirán las siguientes señales:

- Medición del caudal de agua ingresada a cada línea de tratamiento.
- Medición del nivel en el vertedero de excedencias.
- Medición de la pérdida de carga en la reja automática e indicación de su funcionamiento.
- Medición del nivel en un filtro de la batería y en el canal de salida de la batería.
- Medición del nivel en el Tanque Elevado.
- Medición de la turbiedad del agua cruda.
- Medición de la turbiedad en el agua decantada.
- Medición de la turbiedad en el agua filtrada.
- Medición del pH en el agua cruda.
- Medición del pH en el agua decantada.
- Medición del aluminio residual en el agua filtrada.
- Medición del cloro residual en la salida de la Cámara de Contacto.
- Indicación de la posición de todas las compuertas motorizadas.
- Indicación de la posición de todas las válvulas motorizadas.
- Indicación del nivel en los tanques de preparación de la solución de coagulante.
- Indicación del nivel en los tanques de preparación de la solución de polielectrolito.

- Indicación del nivel en los tanques de preparación de la solución de cal.
- Indicación del peso en las balanzas de Cloro.
- Indicación de alarmas de los detectores de la fuga de cloro.

En el Laboratorio se repetirán las siguientes señales, solamente como lectura de datos:

- Medición del caudal de agua ingresada a cada línea de tratamiento.
- Medición de la turbiedad en el agua cruda.
- Medición de la turbiedad en el agua decantada.
- Medición de la turbiedad en el agua filtrada.
- Medición del pH en el agua cruda.
- Medición del pH en el agua decantada.
- Medición del aluminio residual en el agua filtrada.
- Medición del cloro residual en la salida de la Cámara de Contacto.
- Indicación del nivel en los tanques de preparación de la solución de polielectrolito.
- Indicación del nivel en los tanques de preparación de la solución de cal.
- Indicación del peso en las balanzas de Cloro.

7. DIMENSIONAMIENTO

7.1. PARÁMETROS DE DISEÑO

Q : Caudal de ingreso a la Planta de Potabilización, correspondiente a la aducción de agua cruda desde su captación	1,500 m ³ /s
D : Diámetro de aducción de agua cruda	1,50 m
$U = 4Q/(\pi \cdot D^2)$: velocidad media de escurrimiento	0,849 m/s
Q_T : $Q + Q_r$: caudal total de diseño a tratar	1,575 m ³ /s
donde:	
Q_r = caudal estimado recirculado desde la Planta Especial de tratamiento de las descargas	0,075 m ³ /s
$Q_c = 1,2 Q_T$: caudal de diseño de los canales y conductos, considerando un incremento 20% del caudal futuro	1,890 m ³ /s

7.2. CÁMARA AMORTIGUADORA DE ENERGÍA HIDRÁULICA PRODUCIDA EN LA DESCARGA DE LA ADUCCIÓN DE AGUA CRUDA

L : longitud adoptada de la cámara amortiguadora	12,00 m
H : altura líquida de la cámara adoptada	2,94 m
B : ancho de la cámara, considerando las dimensiones de la batería de mezcladores rápidos	5,25 m
V : L.H.B.: volumen líquido de la cámara	185,22 m ³
t : $V / Q_T = 117,6$ s : tiempo de permanencia hidráulica en la cámara	1,96 min
$h_v = [Q_T / (1,838 L_v)]^{2/3} = 0,299$ m : tirante líquido sobre el umbral del vertedero de descarga, de ancho $L_v = B$. Se adopta	0,30 m
$p = H - h_v$: altura del muro del vertedero	2,64 m
h : distancia adoptada entre el umbral del vertedero y eje horizontal de la aducción	1,00 m

$$\delta = 748300 h \cdot [(Q \cdot h^{1/2}) / (g^{1/2} \cdot V)]^{2,47577} : \text{oscilación máxima del nivel líquido de la cámara (aceptable)} \quad 0,294 \text{ m}$$

7.3. CÁMARA DE CARGA GENERAL DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN

L : longitud adoptada de la cámara	6,00 m
B : ancho de la cámara, similar al de la Cámara Amortiguadora	5,25 m
H = altura adoptada líquida	1,85 m
$V = L \cdot B \cdot H$: volumen de la cámara	58,275 m ³
$t = V / C_T$: tiempo de permanencia hidráulica	37 s

7.4. COAGULACIÓN: BATERÍA DE MEZCLA RÁPIDA

7.4.1. Tipo de Mezclador Rápido Adoptado

- Mecánico de turbina constituido por:
 - 6 paletas planas verticales.
 - 1 anillo circular que sujeta a las paletas por su centro.
 - 1 eje vertical de giro que sujeta al anillo, para provocar el giro conjunto.
 - 1 moto-reductor que produce el giro al conjunto eje-anillos-paletas, ubicado superficialmente.
 - Condiciones a cumplir:

$$\text{Relación: lado } L / \text{diámetro } D : \quad 2,7 \leq L/D \leq 3,3$$

$$\text{Relación: altura } H / \text{diámetro } D : \quad 2,7 \leq H/D \leq 3,9$$

$$\text{Relación: distancia } h / \text{diámetro } D : \quad 0,75 \leq h/D \leq 1,3$$

$$\text{Relación: ancho de la paleta } B / \text{diámetro } D : \quad B = D / 4$$

$$\text{Relación: altura de la paleta } b / \text{diámetro } D : \quad b = D / 5$$

$$\text{Relación: ancho del deflector } L / \text{diámetro } D : \quad L = 0,10 D$$

donde:

$$D : \text{diámetro adoptado del extremo de las paletas} \quad 0,38 \text{ m}$$

7.4.2. Parámetros de Diseño

N_m : número adoptado de cámaras de mezcladoras	4
$Q_1 = Q_T / N_m$: caudal de diseño en la operación normal de la batería de cada cámara	0,394 m ³ /s
$Q'_1 = Q_T / (N_m - 1)$: caudal de cada cámara cuando se suprime eventualmente una unidad	0,525 m ³ /s
t_m : tiempo de permanencia hidráulica en la operación normal de la batería (según Richter varía entre 1 y 7s). Se adopta	5 s
G_m : gradiente medio de velocidad en cada cámara según Richter varía entre 300 y 1000 s ⁻¹). Se adopta	300 s ⁻¹
$C_a = G_m \cdot t_m = 300 \cdot 5 = 1500$, valor aceptable según Richter para una correcta eficiencia, siendo $C_{a \text{ máx}}$	1500

7.4.3. Cámara de Mezcla Rápida

L : lado adoptado de las cámaras	1,20 m
H : altura líquida adoptada de las cámaras	1,39 m
$V_1 = L^2 \cdot H$: volumen líquido de cada cámara	2,002 m ³
$t_1 = V_1 / Q_1$: tiempo de permanencia hidráulica real t_m	5,08 s
$t'_1 = V'_1 / Q_1$: ídem cuando se suprime una unidad (aceptable)	3,81 s
D : diámetro de giro del extremo de las paletas adoptado	0,38 m

En consecuencia se cumplen las condiciones del tipo adoptado, considerando que:

$L/D = 1,20 / 0,38$: relación que cumple $2,7 \leq L/D \leq 3,3$	3,16
$H/D = 1,39 / 0,38$: relación que cumple $2,7 \leq H/D \leq 3,9$	3,65
$h = 0,49 / 0,38$ = distancia libre entre las paletas y la solera de la cámara, que cumple $0,75 \leq h/D \leq 1,3$, para $h = 0,49$ m (adoptado)	1,29
$B = D / 5 = 0,38 / 5$: ancho de cada paleta	0,095 m
$b = D / 4 = 0,38 / 4$: altura de cada paleta	0,076

$L = 0,10 \text{ D} = 0,10 \cdot 0,38$: ancho de cada deflector ubicados en el eje vertical de los 4 muros de la cámara 0,038 m

7.4.4. Ingreso del Líquido a Cada Cámara Desde la Cámara de Carga

h_o : altura adoptada del orificio sumergido apoyado en la solera adoptada 0,30 m

$b_o = B$: ancho de cada orificio. Lado de cada cámara 1,20 m

$U_o = Q_1 / (b_o \cdot h_o)$: velocidad media de pasaje en operación normal 1,094 m/s

$U_o' = Q_1' / (b_o \cdot h_o)$: ídem cuando se suprime una unidad 1,459 m/s

$h_p = (U_o / C_d)^2 / 2g$: pérdida de carga en el pasaje en operación normal 0,142 m

$h_p' = (U_o' / C_d)^2 / 2g$: ídem cuando se suprime una unidad 0,252 m

donde:

C_d : 0,61 $[1 + 0,15(2h_o + b_o)]$: coeficiente de descarga en orificios para 3 lados suprimidos 0,658

$\Delta p = h_p - h_p'$: incremento del nivel líquido en la cámara de carga cuando se suprime una unidad 0,11 m

7.4.5. Descarga del Líquido Coagulado

$L_v = L$: longitud o ancho del umbral del vertedero de descarga de cada unidad de lado L 1,20 m

$h_v = [Q_1 / (1,838 L_v)]^{2/3}$: tirante líquido sobre el umbral de los vertederos en operación normal 0,317 m

$h_v' = L Q_1' / (1,838 L_v)^{2/3}$: ídem cuando se suprime una unidad 1,457 m

$t_m' = L^2 \cdot H' / Q_1'$: tiempo de permanencia hidráulica cuando se suprime una unidad 4 s

O sea $G_m \cdot t_m' = C_a'$: número de Camp (aceptable) 1200

7.4.6. Descarga de Caudales Remanentes de la Cámara de Carga

$Q_E = Q_T$: caudal máximo que puede descargarse fuera del circuito de tratamiento 1,575 m³/s

$L_{vE} = L$: ancho del vertedero de descarga = longitud de la cámara de carga	6,00 m
$h_{vE} = [Q_E / (1,838 L_{vE})]^{2/3}$: tirante líquido máximo sobre el umbral del vertedero	0,273 m
$H_E = H + h_p + 0,01 = 1,85 + 0,11 + 0,01$: altura del muro del vertedero (respecto a la solera de la cámara)	1,97 m

7.4.7. Diseño del Equipo Mecánico Tipo Turbina de Mezcla Rápida

$P_1 = G_m^2 \cdot \mu \cdot V_1$: potencia suministrada al eje de giro	205,523 W
donde:	
G_m : gradiente medio de velocidad adoptada	300 s ⁻¹
μ : viscosidad dinámica para T = 15°C	1,139 . 10 ⁻³ N . s/m ²
V_1 : volumen líquido de cada cámara de mezcla	0,394 m ³
$n_1 = [P_1 / (k \cdot \rho \cdot D^3)]^{1/3} = 1,732$ r.p.s : velocidad de rotación del conjunto eje-paletas	104 rpm
donde:	
k : número de potencia para turbinas de flujo radial y 6 paletas	5
ρ : masa específica del agua para T = 15°C	999,13 Kg/m ³
D : diámetro de giro del extremo de las paletas	0,38 m
$P_m = P_1 / (r_p \cdot \eta_m \cdot \eta_r) = 0,48$ HP : potencia nominal del motor de cada equipo. Se adopta	5 HP
donde:	
r_p : relación de potencia	745 W/HP
η_m : rendimiento mecánico del motor adoptado	0,80
η_r : rendimiento mecánico del reductor	0,75
$P_T = N_m \cdot P_m$: potencia total instalada para mezcla rápida	2 HP
$r_r = N_m / \eta_1 = 1450 / 104 = 13,94$: relación del moto reductor. Se adopta:	14

η_1 : velocidad de rotación del equipo 1456

7.4.8. Canal de Repartición de Caudales de Agua Coagulada

$Q_D = 1,2 Q_T$: caudal total a repartir considerando un incremento del 20% por seguridad 1,89 m³/s

$Q = Q_D/2$: caudal a cada canal de repartición que deriva a dos módulos de 4 floculadores 0,945 m³/s

n_L = número de laterales = número de compuertas de ingreso a los dos módulos paralelos 4

$q_o = Q/n_L$: caudal medio de ingreso a cada lateral 0,236 m³/s

U_o : velocidad media de pasaje por cada lateral, adoptado 0,90 m/s

h_o : altura líquida adoptada en el canal principal y en el lateral 0,80 m

$b_o = q_o/(h_o \cdot U_o)$: ancho de cada lateral o compuerta 0,328 m

$R_{ho} = h_o \cdot b_o/(2h_o + b_o)$: radio hidráulico 0,136 m

$G_o = n \cdot (\rho \cdot g / \mu)^{1/2} \cdot R_h^{-0,7} \cdot U^{1,5}$: gradiente hidráulico medio aceptable, comprendido entre 1000 s⁻¹ de coagulación y 60 s⁻¹ de la 1ª cámara de floculación 132 s⁻¹

donde:

n : coeficiente de Manning para paredes de hormigón alisado 0,013

ρ : masa específica del agua para T = 15°C 999,13 Kg/m³

μ : viscosidad dinámica del agua para T = 15°C 1,139 · 10⁻³ N · s/m²

Se divide el canal principal en 4 tramos iguales entre laterales, con altura líquida constante y ancho variable y decreciente entre tramos (constante en el tramo):

Tramo 1: hasta inmediatamente aguas abajo del lateral 1 (inicial)

$q_1 = Q$: caudal del 1^{er} tramo 0,945 m³/s

h : altura líquida adoptada 0,80 m

b_1 : ancho constante del 1^{er} tramo 1,30 m

$U_1 = q_1/(b_1 \cdot h)$: velocidad media en el 1^{er} tramo del canal principal 0,909 m/s

Tramo 2: desde el lateral 1 hasta inmediatamente aguas abajo del lateral 2

$$q_2 = Q - q_0: \text{caudal del 2}^{\text{do}} \text{ tramo} \quad 0,709 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h : \text{altura líquida constante} \quad 0,80 \text{ m}$$

$$b_2 : \text{ancho constante del 2}^{\text{do}} \text{ tramo, adoptado} \quad 1,00 \text{ m}$$

$$U_2 = q_2/(h \cdot b_2): \text{velocidad media en 2}^{\text{do}} \text{ tramo} \quad 0,886 \text{ m/s}$$

Tramo 3: desde el lateral 2 hasta inmediatamente aguas abajo del lateral 3

$$q_3 = Q - 2q_0: \text{caudal del 3}^{\text{er}} \text{ tramo} \quad 0,473 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h : \text{altura líquida constante} \quad 0,80 \text{ m}$$

$$b_3 : \text{ancho constante del 3}^{\text{er}} \text{ tramo, adoptado} \quad 0,70 \text{ m}$$

$$U_3 = q_3/(h \cdot b_3): \text{velocidad media en el 3}^{\text{er}} \text{ tramo} \quad 0,845 \text{ m/s}$$

Tramo 4: desde el lateral 3 hasta inmediatamente el lateral 4 (último)

$$q_4 = Q - 3q_0: \text{caudal del 4}^{\text{to}} \text{ tramo del canal principal} \quad 0,236 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h : \text{altura líquida constante} \quad 0,80 \text{ m}$$

$$b_4 : \text{ancho constante del 4}^{\text{to}} \text{ tramo final} \quad 0,40 \text{ m}$$

$$U_4 = q_4 / (h \cdot b_4): \text{velocidad media en el 4}^{\text{to}} \text{ tramo} \quad 0,738 \text{ m/s}$$

$$\beta_i = \varphi (U_i/U_L)^2 + \theta + 1 = 1,67 (U_i/0,90)^2 + 0,7 + 1:$$

coeficiente de cálculo,

donde:

$$U_L: \text{velocidad media constante adoptada en cada lateral} \quad 0,90 \text{ m/s}$$

$$U_i: \text{velocidad media en el tramo i del canal principal}$$

$$\varphi = 1,67 \text{ y } \theta = 0,7: \text{coeficientes de Hudson para laterales cortos (orificios practicados en el muro frontal de cada floculador)}$$

Lateral N°	Caudal en cada lateral q_o (cte) (m ³ /s)	Velocidad media teórica en cada lateral U_L (cte) (m/s)	Caudal en cada tramo i Q_i (m ³ /s)	Velocidad media en cada tramo i U_i (m/s)	Relación $[U_i/U_L]^2$	Coeficiente β_i	$(1/\beta_i)^{1/2}$	Caudal real de pasaje por lateral $q_{oi} = (Q_T/2) \cdot \left[\frac{(1/\beta_i)^{1/2}}{\sum (1/\beta_i)^{1/2}} \right]$ (m ³ /s)
1	0,236	0,90	0,945	0,909	1,0201	3,4036	0,5420	0,228
2	0,236	0,90	0,709	0,886	0,9844	3,3439	0,5468	0,230
3	0,236	0,90	0,473	0,845	0,8815	3,1721	0,5615	0,236
4	0,236	0,90	0,236	0,738	0,6724	2,8229	0,5952	0,250
Σ 2,2455								0,944

Tabla 4. Equirrepartición normal del caudal de diseño para $Q_D/2 = 1,2 Q_T/2 = 0,944 \text{ m}^3/\text{s}$

$\eta = [(q_4/q_1) - 1] = [(0,25/0,228) - 1]$: desvío máximo = relación entre el caudal de ingreso al lateral 1 (inicial) y al lateral 4 (último): 0,096 9,6 %

Por ser $\eta < 10\%$, se acepta el diseño del canal principal.

Para el caudal de diseño $Q = Q_T/2 = 0,789 \text{ m}^3/\text{s}$, se tiene para el canal y laterales proyectados:

q_o : $Q/N_i = 0,7885/4$: caudal promedio en cada lateral 0,197

Lateral N°	Caudal en cada lateral q_o (cte) (m ³ /s)	Velocidad media teórica en los laterales U_L (cte) (m/s)	Caudal en cada tramo i del principal Q_i (m ³ /s)	Velocidad media en cada tramo i U_i (m/s)	Relación $[U_i/U_L]^2$	Coeficiente β_i	$(1/\beta_i)^{1/2}$	Caudal real de pasaje por lateral $q_{oi} = (Q_T/2) \cdot \left[\frac{(1/\beta_i)^{1/2}}{\sum (1/\beta_i)^{1/2}} \right]$ (m ³ /s)
1	0,1973	0,752	0,7890	0,7587	1,0179	3,3999	0,5423	0,1894
2	0,1973	0,752	0,5917	0,7396	0,9673	3,3154	0,5592	0,1953
3	0,1973	0,752	0,3944	0,7043	0,8772	3,1649	0,5621	0,1963
4	0,1973	0,752	0,1971	0,6159	0,6708	2,8202	0,5955	0,2080
Σ 2,2591								0,789

Tabla 5. Equirrepartición de caudales para el caudal de diseño de $Q_T = 1,575/2 = 0,788 \text{ m}^3/\text{s}$

$\eta = [(q_4/q_1) - 1] = [(0,2080/0,1894) - 1] = 0,0982$ 9,82 %

Por ser el desvío $\eta \leq 10 \%$, se cumple también para el caudal de diseño.

- Para $Q_{m\acute{a}x} = 0,250 \text{ m}^3/\text{s}$ se tiene:

$$U_{m\acute{a}x} = Q_{m\acute{a}x} / (b_o \cdot H) = 0,250 / (0,80 \cdot 0,328): \text{ velocidad máxima de pasaje por el lateral de ancho } b_o = 0,328 \text{ m y tirante líquido } H = 0,80 \text{ m} \quad 0,953 \text{ m/s}$$

$$J_{m\acute{a}x} = K \cdot U_{m\acute{a}x}^2 / 2g = 1,67 \cdot 0,953^2 / 19,62: \text{ pérdida de carga máxima en el pasaje, para } K = 1,67 = \text{ coeficiente de Hudson para entrada a un lateral corto} \quad 0,077 \text{ m}$$

$$R_{ho} = b_o \cdot H / (2H + b_o): \text{ radio hidráulico} \quad 0,136 \text{ m}$$

$$G_{m\acute{a}x} = n \cdot (\rho \cdot g / \mu)^{1/2} \cdot R_{ho} \cdot U_{m\acute{a}x} = 0,014(999,13 / 1,161)^{1/2} \cdot 0,136^{-0,7} \cdot 0,953^{1,5}: \quad 154,3 \text{ s}^{-1}$$

gradiente hidráulico máximo (compuerta N° 4)
(valor aceptable)

- Para $Q_{dm} = 0,208 \text{ m}^3/\text{s}$, de diseño máximo (no considera el coeficiente 1,2), es:

$$U_{dm} = Q_{dm} / (H \cdot b_o): \text{ velocidad máxima de diseño (en compuerta 4)} \quad 0,793 \text{ m/s}$$

$$J_{dm} = K \cdot U_{dm}^2 / 2g: \text{ pérdida de carga máxima de diseño (en compuerta 4)} \quad 0,053 \text{ m}$$

$$G_{dm} = G_{m\acute{a}x} (U_{dm} / U_{m\acute{a}x})^{1,5}: \text{ gradiente medio máximo (en compuerta 4)} \quad 117,2 \text{ m}$$

- Para el caudal medio de diseño $J = K \cdot U_o^2 / 2g = 1,67 \cdot 0,751^2 / 2g = 0,048 \text{ m} = \text{ pérdida de carga media en el pasaje por los laterales. Se adopta para el perfil hidráulico de la planta} \quad 0,05 \text{ m}$

donde:

$$U_o = 0,197 / (0,80 \cdot 0,328): \text{ velocidad media de diseño} \quad 0,751 \text{ m/s}$$

7.5. FLOCULACIÓN

7.5.1. Sistema Adoptado

Floculadores hidráulicos de escurrimiento en cámaras en serie diseñadas con gradientes de velocidad decrecientes en cada cámara. Cada cámara o compartimento está dividido con chicanas verticales transversales que provocan el flujo sinuoso horizontal.

7.5.2. Parámetros de Diseño

n_f : número de floculadores en paralelo 8

$Q_1 = Q_T/n_f = 1,575/8$: caudal en cada floculador en serie	0,197 m ³ /s
n_c : número de compartimentos en cada floculador	3
G_1 : gradiente medio de velocidad resultante de ensayos en laboratorio para el primer compartimento (N° 1)	60 s ⁻¹
G_2 : gradiente medio de velocidad adoptado en el compartimento intermedio (N° 2)	40 s ⁻¹
G_3 : gradiente medio de velocidad adoptado en el compartimento final (N° 3)	20 s ⁻¹

7.5.3. Diseño de Cada Floculador

- Primera cámara (inicial)

t_1 : permanencia hidráulica adoptada: 5 min	300 s
$V_1 = Q_1 \cdot t_1 = 0,197 \cdot 5 \cdot 60$: volumen líquido	59,10 m ³
H_1 : profundidad líquida adoptada	1,25 m
$A_1 = V_1/H = 59,10/1,25$: área superficial	47,28 m ²
B_1 : ancho constante adoptado	6,50 m
$L_1 = A_1/B_1 = 47,28/6,50 = 7,274$ m: longitud. Se adopta	7,27 m
$n_{c1} = [(\mu/\rho) \cdot (18/(13 + 9f)) \cdot (L_1 \cdot H_1 \cdot G_1/Q_1)^2 \cdot t_1]^{1/3} = 15,2$: número de canales transversales del compartimento (Capítulo 5–Normas – Plantas de Tratamiento). Se adopta	15

donde:

μ : viscosidad dinámica para T = 15°C	$1,139 \cdot 10^{-3}$ N . s/m ²
ρ : masa específica para T = 15°C	999,13 Kg/m ³
f : coeficiente de fricción que varía según esa Norma entre 0,02 y 0,03. Se adopta	0,025

En consecuencia

$a_1 = L_1/n_{c1} = 7,27/15 = 0,485$ m: ancho de cada canal. Se adopta	0,49 m
--	--------

$a'_1 = 1,5 a_1$: espacio de pasaje entre el extremo de cada chicana transversal y la pared lateral del compartimento 0,734 m

$$h_{f1} = \frac{13+9f}{18g} \cdot \left(\frac{Q_1}{A_{p1}} \right)^2 \cdot n_{c1}^3$$
 pérdida de carga por fricción en el tramo de $n_{c1} = 15$ canales entre chicanas 0,118 m

donde:

$A_{p1} = L_1 \cdot H_1$: área total del canal o tramo considerado, perpendicular al sentido del flujo horizontal 9,09 m²

g : aceleración de la gravedad 9,8066 m/s²

Además:

$U_1 = Q_1/(a_1 \cdot H_1)$: velocidad de pasaje (mayor a 0,10 m/s) 0,322 m/s

• Segunda cámara o compartimento (intermedio)

$t_2 = t_1$: permanencia hidráulica adoptada 300 s

G_2 : gradiente medio hidráulico adoptado 40 s⁻¹

$V_2 = V_1 = Q_1 \cdot t_2$: volumen líquido 59,10 m³

$H_2 = H_1$: profundidad hidráulica adoptada 1,25 m

$A_2 = V_2/H_2$: área superficial del compartimento 47,28 m²

$B_2 = B_1$: ancho del compartimento adoptado 6,50 m

$L_2 = L_1$: longitud del compartimento 7,27 m

$$n_{c2} = \left[(\mu / \rho) \cdot (18 / (13 + 9f)) \cdot (L_2 \cdot H_2 \cdot G_2 / Q_1)^2 \cdot t_2 \right]^{1/3} = 11,7$$
 número de canales transversales del compartimento. Se adopta: 12

En consecuencia:

$a_2 = L_2 / n_{c2}$: ancho de cada canal 0,605 m

$a'_2 = 1,5 a_2$: separación libre entre el extremo de la chicana y la pared lateral opuesta 0,908 m

$$h_{f2} = \frac{13 + 9f}{18g} \cdot \left(\frac{Q_1}{A_{p2}} \right)^2 \cdot n_{c2}^3: \text{pérdida de carga por fricción en el tramo de } n_{c2} = 12 \text{ canales entre chicanas}$$

0,061 m

donde:

$$A_{p2} = A_{p1}: \text{área total del compartimento considerado, perpendicular al sentido del flujo horizontal}$$

9,09 m²

$$U_2 = Q_1 / (a_2 \cdot H_2) = \text{velocidad de pasaje (valor mayor a 0,10 m/s)}$$

0,26 m

• Tercera cámara o compartimento (último)

$$t_3 = t_2 = t_1: \text{permanencia hidráulica aplicada}$$

300 s

$$G_3: \text{gradiente medio hidráulico adoptado}$$

20 s⁻¹

$$V_3 = V_2 = V_1 = Q_1 \cdot t_3: \text{volumen líquido}$$

59,1 m³

$$H_3 = H_2 = H_1: \text{profundidad líquida adoptada}$$

1,25 m

$$A_3 = A_2 = A_1: \text{área superficial del compartimento}$$

47,28 m²

$$B_3 = B_2 = B_1: \text{ancho del compartimento adoptado}$$

6,50 m

$$L_3 = L_2 = L_1: \text{longitud del compartimento}$$

7,27 m

$$n_{c3} = \left[\left(\mu / \rho \right) \cdot (18 / (13 + 9f)) \cdot (L_3 \cdot H_3 \cdot G_3 / Q_1)^2 \cdot t_3 \right]^{1/3} = 7,3$$

número de canales. Se adopta 7

En consecuencia:

$$a_3 = L_3 / n_{c3}: \text{ancho de cada canal transversal}$$

1,039 m

$$a'_3 = 1,5 \cdot a_3: \text{separación libre entre el extremo de la chicana y la pared lateral opuesta}$$

1,558 m

$$h_{f3} = \frac{13 + 9f}{18g} \cdot \left(\frac{Q_1}{A_{p3}} \right)^2 \cdot n_{c3}^3: \text{pérdida de carga por fricción en el tramo } n_{c3} = 7 \text{ canales entre chicanas}$$

0,012 m

donde:

$$A_{p3} = A_{p2} = A_{p1}: \text{área total de escurrimiento}$$

9,09 m²

Además:

$$U_3 = Q_1/(a_3 \cdot H_3): \text{velocidad de pasaje. Valor mayor a } 0,10 \text{ m/s} \quad 0,152 \text{ m}$$

• Total de cada floculador

$$t = t_1 + t_2 + t_3 : \text{permanencia total hidráulica} \quad 15 \text{ min}$$

Si bien en la Norma se establece que la permanencia total en floculadores hidráulicos debe estar comprendida entre 20 y 40 min, los ensayos efectuados en el Laboratorio determinaron que con $t = 15$ min el proceso de floculación se completaba satisfactoriamente.

$$G = 60 \text{ a } 20 \text{ s}^{-1}: \text{variación del gradiente medio de velocidad}$$

$$h_f : h_{f1} + h_{f2} + h_{f3} = 0,191 \text{ m} : \text{pérdida de carga total en cada floculador. Se adopta} \quad 0,19 \text{ m}$$

• Salida de cada floculador

$$L = \text{lado de cada orificio sumergido, regulado por una compuerta} \quad 0,80 \text{ m}$$

$$A_p = L^2 : \text{área de pasaje en cada compuerta} \quad 0,64 \text{ m}^2$$

$$U_p = Q_p/A_p = 0,197/0,64: \text{velocidad media de pasaje} \quad 0,308 \text{ m/s}$$

$$G = n (\gamma/\mu)^{1/2} \cdot R_p^{-0,7} \cdot U_p^{1,5} = 38,1 \cdot 0,2^{-0,7} \cdot 0,308^{1,5}: \text{gradiente medio de velocidad en el pasaje, valor aceptable} \quad 20,1 \text{ s}^{-1}$$

donde:

$$n : \text{coeficiente de rugosidad de Manning de muro alisado al cemento} \quad 0,013$$

$$\gamma : \text{peso específico del agua a } 15^\circ\text{C} \quad 9798 \text{ N/m}^3$$

$$\mu : \text{viscosidad dinámica del agua a } 15^\circ\text{C} \quad 1,139 \cdot 10^{-3} \text{ N} \cdot \text{s/m}^2$$

$$R_p = L^2/4L: \text{radio hidráulico del orificio} \quad 0,20 \text{ m}$$

$$h_p = (U_p/C_d)^2/2g: \text{pérdida de carga en el pasaje} \quad 0,013 \text{ m}$$

$$C_D = \text{coeficiente de pasaje por orificio} \quad 0,61$$

7.6. SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS FLOCULENTAS

7.6.1. *Parámetros de Diseño*

- Tipo adoptado: sedimentadores de placas planas con escurrimiento inclinado y ascendente entre las placas paralelas con separación constante entre ellas.
- Q_T : caudal total de diseño 1,575 m³/s
- U_s : velocidad de sedimentación determinada en una columna de sedimentación con agua cruda, coagulada y floculada. Las muestras han correspondido a distintos períodos de un año de ensayos 0,0452 cm/s
- $U_{sc} = U_s/m$: velocidad crítica de sedimentación a aplicar en el diseño: $0,02916 \text{ cm/s} = 25,2 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ 1,75 cm/min
- donde:
- m = coeficiente de minoración 1,55
- θ : ángulo de inclinación de las placas planas paralelas respecto al plano horizontal común de apoyo 60°
- donde:
- $\text{sen } \theta = 0,866$ y $\text{cos } \theta = 0,5$
- N_s : número adoptado de sedimentadores en paralelo 8
- N_f : número de filas de placas considerando que cada unidad tiene dos filas paralelas de placas colocadas perpendicularmente al eje longitudinal y separadas por un canal central colector de agua sedimentada superiormente y de distribución de agua floculada inferiormente 16
- $Q_f = Q_T/N_f$: caudal de diseño de cada fila 0,0984 m³/s

7.6.2. *Diseño de Cada Sedimentador*

Se aplica el método de Di Bernardo para el cálculo de sedimentador de placas planas paralelas con escurrimiento inclinado y ascendente por los canales formados entre ellas. Según ese investigador se produce una economía para el mismo objetivo respecto al método de Yao.

Efectuando interpolaciones en la referida Tabla 15, para $U_{sc} = 1,75 \text{ cm/min}$, se tiene:

$U_{em} = 15 \text{ cm/min}$ es $l = 1,02775 \text{ m}$ (interpolado)

$U_{em} = 20 \text{ cm/min}$ es $l = 1,43720 \text{ m}$ (interpolado)

U_{em} = velocidad media de escurrimiento entre placas planas de altura $h = l = 1,20 \text{ m}$ = longitud de los canales formados entre las placas (interpolada) = $0,00285 \text{ m/s}$ 17,1 cm/min

• $N_c = N_p = Q_f / (U_{em} \cdot B \cdot d) = 0,0984 / (0,00285 \cdot 2,40 \cdot 0,06) = 239,8$: número de canales y placas planas en cada fila. Se adopta 240

• $L_f = l \cdot \cos \theta + [(N_c \cdot d + N_p \cdot e)] / \sin \theta$: longitud de cada fila = longitud de cada sedimentador: 20,00 m

donde:

$B = b$: ancho de cada fila = ancho de cada placa plana 2,40 m

l : altura de cada placa plana 1,20 m

d : separación libre entre placas 0,06 m

e : espesor de cada placa plana 0,01 m

• $L_p = L_f - l \cdot \cos \theta$: longitud ocupada por las placas = longitud de distribución del líquido coagulado 19,40 m

• Canal de distribución equitativa a batería de sedimentadores

El ingreso a cada unidad de dos filas cada una, se realiza desde el canal colector de agua floculada a la cámara individual de acceso al conducto sumergido de distribución al respectivo sedimentador.

La regulación del caudal de ingreso equitativo se efectúa por una compuerta individual a cada unidad, ubicada en el muro del canal colector del agua floculada y de distribución a la batería de sedimentadores, de ancho $b = 0,80 \text{ m}$.

La equirrepartición de caudales a su vez será realizada a través del conducto sumergido de agua coagulada, ubicado en el eje longitudinal de cada unidad.

U_p : velocidad de pasaje por cada compuerta para $Q_1 = 0,197 \text{ m}^3/\text{s}$ 0,308 m/s

$A_p : Q_1/U_p$: sección de pasaje de cada compuerta sumergida 0,640 m²

$L = A_p^{1/2}$: lado de cada compuerta 0,80 m

$G = n (\gamma / \mu)^{1/2} \cdot R_H^{-0,7} - U_p^{1,5}$: gradiente medio hidráulico (aceptable) 20,1 s⁻¹

donde:

n : coeficiente de fricción del conducto de ingreso	0,013
γ : peso específico del agua a $T = 15^{\circ}\text{C}$	9798 N/m ³
μ : viscosidad dinámica del agua a $T = 15^{\circ}\text{C}$	$1,139 \cdot 10^{-3}$ N.s/m ³
R_H : $L^2/(4L)$ = radio hidráulico	0,20 m
$h_p = (U_p/C_d)^2/2g$: pérdida de carga para $C_d = 0,61$ = coeficiente de pasaje por el conducto de ingreso	0,013 m
• Conducto sumergido de distribución del agua floculada a cada sedimentador de dos filas de placas planas	
- Parámetros de diseño	
$Q = Q_T/N_s$: caudal de diseño durante la operación normal	0,147 m ³ /s
donde:	
Q_T : caudal total a sedimentar	1,575 m ³ /s
$G_{min} = G_3$: gradiente de velocidad del último compartimento de los floculadores	200^{-1}
T : temperatura del agua	15 °C
θ : coeficiente experimental del modelo	0,7
φ : coeficiente experimental del modelo	1,67
$\beta = 1 + \theta + \varphi (U_i / U_o)^{1/2}$: coeficiente de cálculo	
donde:	
U_i : velocidad media en la sección del conducto principal inmediatamente anterior al centro del lateral de distribución: (ms)	
U_o : velocidad promedio del pasaje del caudal q_o (m ³ /s) por cada lateral de distribución: (m/s)	
$G_o = n(\gamma/\mu)^{1/2} \cdot R^{-97} \cdot U_o^{1,5}$ = gradiente de velocidad en el pasaje por cada orificio de radio hidráulico R (m)	
donde:	
n : coeficiente de rugosidad de Manning	0,013

γ : peso específico del agua a T°C	9798 N/m ³
μ : viscosidad dinámica del agua a T°C	1,139x10 ⁻³ N.s/m ²
$K = n (\gamma/\mu)^{1/2}$: coeficiente de cálculo	38,128
- Parámetros adoptados	
b : ancho constante del conducto principal de solera horizontal y sección rectangular decreciente en el sentido del escurrimiento	0,75 m
N_o : número de laterales de distribución, de base apoyada en la solera, practicados en cada uno de los muros laterales	26
n_o : número de laterales de cada muro que distribuyen el caudal $Q/2 = 0,0985 \text{ m}^3/\text{s}$ a cada fila de placas planas	13
L : longitud del orificio principal	19,40 m
$S_o = L/n_o$: separación entre los centros de laterales adyacentes	1,492 m
$S'_o = S_o / 2$: distancia entre los centros de los orificios extremos y el inicio y final respectivamente del conducto principal	0,746 m
- Dimensionamiento	
En la Tabla 6 , donde se establece el método de diseño, se calculan los valores reales del caudal, velocidad de pasaje y gradientes de velocidad de cada par de laterales de distribución del agua floculada a ambas filas de placas planas con escurrimiento inclinado y ascendente.	
- Conclusiones	
Los parámetros adoptados: H_1 , $H_n = H_{13}$, L , b , b_o , h_o y N_o ó n_o , indican que son correctos debido a que los valores de q_{oi} y G_{oi} cumplen con las siguientes condiciones para una correcta distribución.	
$[(q_{o13} - q_{o1})/q_{o13}] = (0,01548 - 0,01508)/0,01508$ = desvío de caudal entre el primer par de laterales ($i=1$) y el último ($i = 13$), menor al 10% de Norma	2,58 %
$G_{o \text{ máx}} = G_{o13}$ = gradiente de velocidad real máximo que corresponde al último par $i = 13$, menor a $G_{20} = 20 \text{ s}^{-1}$ del último compartimento de los floculadores	19,534
$h_p : U_o / C_o)^2/2g = (0,143/0,61)^2/2 \times 9,81$: pérdida de carga promedio en el pasaje por laterales, siendo $C_d = 0,61$ = coeficiente de pasaje	0,003 m

n_o (1)	Q_i (m^3/s) (2)	X_i (m) (3)	H_i (m) (4)	A_i (m^2) (5)	U_i (m/s) (6)	β_i (7)	$(1/\beta_i)^{1/2}$ (8)	q_{oi} (m^3/s) (9)	U_{oi} (m/s) (10)	G_{oi} (s^{-1}) (11)
1	0,197	0,000	1,730	1,298	0,15183044	3,58364984	0,52824721	0,01508	0,1423	18,7869277
2	0,18184615	1,492	1,598	1,198	0,15177561	3,58228956	0,5283475	0,01508	0,1423	18,7922778
3	0,16669231	2,984	1,465	1,099	0,15171086	3,58068385	0,52846595	0,01509	0,1423	18,7985978
4	0,15153846	4,476	1,333	0,999	0,15163323	3,57875972	0,528608	0,01509	0,1424	18,8061777
5	0,13638462	5,968	1,200	0,900	0,15153846	3,576412	0,52878147	0,01510	0,1424	18,8154358
6	0,12123077	7,460	1,068	0,801	0,15142016	3,57348354	0,52899809	0,01510	0,1425	18,826999
7	0,10607692	8,952	0,935	0,701	0,15126834	3,56972844	0,52927625	0,01511	0,1425	18,8418506
8	0,09092308	10,444	0,803	0,602	0,15106638	3,56473917	0,52964652	0,01512	0,1426	18,8616256
9	0,07576923	11,936	0,670	0,503	0,15078454	3,55778768	0,5301637	0,01514	0,1428	18,8892589
10	0,06061538	13,428	0,538	0,403	0,15036374	3,5474331	0,53093688	0,01516	0,1430	18,9305956
11	0,04546154	14,920	0,405	0,304	0,14966762	3,53036683	0,53221864	0,01519	0,1433	18,999189
12	0,03030769	16,412	0,273	0,204	0,14829452	3,49693618	0,53475659	0,01527	0,1440	19,1352508
13	0,01515385	17,904	0,140	0,105	0,14432234	3,401961	0,54216982	0,01548	0,1460	19,5345289
							6,90061663	0,19701		

Referencias:

- (1) n_o : número de orden de cada par de laterales, siendo $N_o = 2 n_o$ = número total de laterales del principal.
- (2) Q_i : caudal de escurrimiento a través de la sección transversal, inmediatamente anterior al par i de laterales: (m^3/s).
- (3) X_i : progresiva del principal de longitud total $L = 9,40$ m, a partir del primer par de laterales ($X_i = 0,000$ m): (m).
- (4) H_i : altura del principal correspondiente a la progresiva X_i ($H_1 = 1,73$ m y $H_{13} = 0,14$ m): (m).
- (5) $A_i = b \cdot H_i = 0,75 H_i$: sección transversal en la progresiva X_i , siendo $b = 0,75$ m = ancho constante del conducto principal de solera horizontal y altura decreciente: (m^2).
- (6) $U_i = Q_i/A_i$: velocidad media de escurrimiento a través de la sección principal correspondiente a la progresiva X_i : (m/s).
- (7) $\beta_i = 1 + \theta + \phi(U_i/U_o)^2$: coeficiente de cálculo para la sección del principal en la progresiva X_i , siendo: $U_o = Q/[(h_o \cdot b_o) \cdot N_o]$: velocidad teórica de pasaje por los dos laterales (m/s).
- (8) $(1/\beta_i)^{1/2}$: coeficiente de cálculo para la sección del lateral en la progresiva X_i , siendo $\Sigma(1/\beta_i)^2$ la sumatoria.
- (9) $q_{oi} = (Q/2) \cdot (1/\beta_i)^{1/2} / \Sigma(1/\beta_i)^{1/2}$: caudal real de pasaje de cada par de laterales i (siendo $q_{oi/2}$ el de cada lateral): (m^3/s).
- (10) $U_{oi} = q_{oi}/2a_o = q_{oi}/[2(h_o \cdot b_o)]$: velocidad de pasaje real en ambos laterales del par i : m/s.
- (11) $G_{oi} = K \cdot R_o^{-0,7} \cdot U_{oi}^{1,5}$: gradiente de velocidad real en ambos laterales del par i : (s^{-1}), siendo $R_o = b_o \cdot h_o / (2 b_o + 2 h_o)$ = radio hidráulico constante de los orificios de ancho b_o y altura h_o : (m).

Tabla 6. Modelo de Hudson H. ("Water clarification processes, practical design and evaluation". N.Y.EUA. – 1987, para el diseño principal y laterales del conducto de distribución a ambas filas de cada sedimentador

- Sistema de recolección y descarga del agua sedimentada

Se adopta el sistema de caños colectores con orificios practicados en la generatriz superior, ubicados transversalmente en cada fila de placas, que descargan libremente en el canal central y longitudinal de cada sedimentador (proyectado sobre el canal sumergido de distribución del agua floculada a esas filas de placas).

q_u : caudal unitario de descarga libre por los orificios al interior de los caños, según Normas 1,5 l/s . m

$L_c = Q_1 / q_u = 0,197/0,0015$: longitud requerida de caños en ambas filas 131,333 m

$n_c = L_c/b_s = 131,333 / 2,40$: número de caños colectores en cada unidad = 54,7. Se adopta 56

$n_c = n_c/2$: número de caños por fila de placas 28

L_s : longitud calculada del sedimentador y de la fila 20,00 m

$s_c = L_s/n_c$: separación c.a.c. entre caños 0,714 m

$s_c/2$: separación del centro de los caños extremos con los muros frontales del sedimentador 0,357 m

$q_c = q_i \cdot b_s = 0,0015 \cdot 2,40$: caudal descargado por caño 0,0036 m³/s

D_c : diámetro interno de cada caño colector 0,150 m

A_c : área interna de cada caño colector 0,0177 m²

d_o : diámetro de cada orificio 0,02 m

a_o : área de cada orificio 0,00314 m²

$n_o = 0,462 A_c/a_o$: número de orificios por caño según Richter 26

$s_s = b_s/n_o = 2,40/26$: separación entre orificios por caño, c.a.c 0,10 m

- Volumen líquido entre extremo inferior de las placas y la base superior de las tolvas

Según criterio de Di Bernardo, es:

$U_{emáx}/U_o = 6,2 / (x_o/d_o) = 1$: expresión de Di Bernardo para determinar la expansión del chorro que se produce en la salida desde cada orificio de distribución del agua floculada, donde:

$d_o = (4A_o/\pi)^{1/2}$: diámetro equivalente de cada orificio, siendo $A_o = b_o \cdot h_o = 0,50 \cdot 0,10 = 0,05$ m² 0,252 m

Por ser U_o = velocidad media de pasaje por el orificio igual a la correspondiente $U_{em\acute{a}x}$ = velocidad en el inicio de la expansión del chorro, es: $x_o = 6,2 d_o$: longitud del chorro donde la velocidad U_o es constante 1,56 m

En consecuencia:

$x_e = b_s - x_o$: distancia donde el chorro se expande hasta el muro opuesto, siendo $b_s = 2,40m$ = ancho de cada fila de placas 0,84 m

$r = (2 \cdot x_e / 5) + d_o$: radio del chorro expandido en el muro opuesto = 0,588 m. Se adopta 0,60 m

$h_3 > r$: distancia entre el extremo inferior de las placas planas y la base de las tolvas de barro. Se adopta 0,70 m

$h_3 / 2$: distancia desde el centro de cada orificio respectivamente a las placas planas y base de las tolvas 0,35 m

• Sistema colector de barro depositados

N_t : número adoptado de tolvas de volumen tronco-piramidal, en cada fila de placas planas 8

$l_1 = L_p / N_t = 19,40 / 8$: longitud de la base superior de cada tolva. Se adoptó 2,425 m

$b = B_f$: ancho de la base mayor superior 2,40 m

h_1 : altura de cada tolva adoptada 1,43 m

$h_2 = l_1 - 2h_1/tg\alpha$: longitud de la base menor inferior 0,422 m

$b_2 = b_1 - 2h_1/tg\alpha$: ancho de la base menor inferior 0,40 m

donde:

α : ángulo de inclinación de los muros laterales 55°

$V_1 = (h_1 / 3) [(l_1 \cdot b_1) + (l_2 \cdot b_2) + (l_1 \cdot b_1 \cdot l_2 \cdot b_2)^{1/2}]$: volumen de cada tolva 3,327 m³

V_t : volumen total de cada fila de tolvas 26,616 m³

V_T : volumen total de cada sedimentador 53,232 m³

• Sistema de descarga y derivación de los barro líquidos depositados en las tolvas

➤ Conductos de descarga

Un conducto principal, que recibe el aporte de los conductores laterales, descarga a un canal colector general de la batería mediante una válvula mariposa, que permite regulación a distancia con un actuador.

Cada lateral efectúa la descarga de una de las tolvas receptoras del barro producto del proceso

$$\begin{aligned}
 n_L &= n_t = \text{número de conductos laterales} \\
 &= \text{número de tolvas} & 16 \\
 d_L &= \text{diámetro de cada lateral (adoptado)} & 0,050 \text{ m} \\
 A_L &= n_L \cdot a_L = n_L \cdot \pi \cdot d_L^2 / 4 = \text{área total de pasaje} \\
 &\text{de los } n_L = 16 \text{ laterales} & 0,03142 \text{ m}^2 \\
 D_p &= \text{diámetro del conducto principal (adoptado)} & 0,400 \text{ m} \\
 A_p &= \pi \cdot D_p^2 / 4 = \text{área de pasaje del conducto} \\
 &\text{principal} & 0,125664 \text{ m}^2 \\
 R &= A_L / A_p = \text{relación entre la sumatoria de las} \\
 &\text{áreas de pasaje de los laterales y la} \\
 &\text{correspondiente al conducto principal} & 0,25
 \end{aligned}$$

De acuerdo a Richter el valor de R es inferior al máximo $R_{\max} = 0,3$ para tener una descarga uniforme.

• Caudal instantáneo de descarga del sistema

$$\begin{aligned}
 t_d &= \text{tiempo de descarga de las tolvas llenas,} \\
 &\text{programado a distancia el actuador de la válvula} \\
 &\text{de salida al canal colector general} = 8 \text{ min} & 480 \text{ s} \\
 Q_d &= V_T / t_d = 53,232 / 480 = \text{caudal instantáneo de} \\
 &\text{descarga, para } V_T = 53,232 \text{ m}^3: & 0,1109 \text{ m}^3/\text{s} \\
 U_L &= Q_d / A_L = \text{velocidad de pasaje por los laterales} & 3,530 \text{ m/s} \\
 U_p &= Q_d / A_p = \text{velocidad de pasaje por el conducto} \\
 &\text{principal y por la válvula de descarga} & 1,569 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

• Pérdidas de carga en el pasaje del caudal Q_d

$$H_1 = Q_d^2 / (2g \cdot C_L^2 \cdot A_L^2) = \text{pérdida de carga en el} \\
 \text{ingreso a los laterales} & 1,707 \text{ m}$$

donde:

$$C_L = \text{coeficiente de descarga} & 0,61$$

$$H_2 = [10,64 (Q_d/n_L)^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot d_L^{-4,87}] \cdot L_L = \text{pérdida de carga por fricción en cada lateral, aplicando la expresión de Williams-Hazen} \quad 0,362$$

donde:

C : coeficiente de fricción para cañerías plásticas 130

L_L : longitud del tramo lateral 126

$$H_3 = [10,64 Q_d^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D_p^{4,87}] \cdot L_p = \text{pérdida de carga por fricción en el conducto principal} \quad 0,160 \text{ m}$$

donde:

L_p : longitud del tramo principal 20,40 m

• Pérdida de carga en singularidades

$$H_4 = K \cdot U_p^2/2g = \text{pérdida de carga en singularidades} \quad 0,201 \text{ m}$$

donde:

$$K = K_1 + K_2 + K_3 = 0,5 + 1,0 + 0,1 = \text{coeficiente de pérdida de carga respectivamente en 1 entrada, 1 salida y 1 pasaje del caudal } Q_d \text{ en el conducto principal} \quad 1,6$$

• Pérdida de carga total por el pasaje del caudal Q_d en el sistema

$$H_t = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 = \text{pérdida de carga total en el pasaje por el sistema de evacuación del barro líquido de las tolvas} \quad 2,43 \text{ m}$$

• Carga hidráulica remanente en el sistema de evacuación

$$H = \text{carga hidráulica sobre el orificio de ingreso a cada lateral} \quad 3,96 \text{ m}$$

$$\Delta H = H - H_t = 3,96 - 2,43 = 1,53 \text{ m} = \text{carga hidráulica remanente en el sistema de evacuación}$$

Este remanente puede ser absorbido efectuando las acciones individuales siguientes:

- Disminuir la abertura de la válvula hasta provocar esa pérdida de carga adicional ΔH .
- Disminuir el tiempo t_d de descarga ($t_d < 8 \text{ min}$). Esta solución no se aconseja, ya que al incrementar el caudal Q_d de descarga, puede provocar interferencia en el proceso de sedimentación.
- A medida que se cierra la válvula, se incrementa el coeficiente de pérdida de carga (K mayor) y se prolonga el período de descarga t_d , pero hasta ciertos

límites, compatibles con las velocidades de escurrimiento mínimo en los conductos.

- Resumen de las alturas de cada sedimentador

h_o : revancha entre el coronamiento del sedimentador y el nivel líquido	0,30 m
$h_1 \geq \frac{S_c}{2} = 0,357$ m : altura líquida sobre placas planas. Se adopta	0,74 m
$h_2 = l_c \cdot \sin \theta = 1,20 \cdot 0,866$: altura de la fila de placas planas	1,04 m
h_3 : altura del volumen líquido donde se expanden los chorros (anteriormente determinado)	0,70 m
h_4 : altura de las tolvas de lodo	1,43 m
H_T : $h_o + h_1 + h_2 + h_3 + h_4$: altura total del sedimentador	4,21 m

7.7. FILTRACIÓN

7.7.1. Sistema Adoptado

- Tipo: convencional con medio filtrante simple compuesto únicamente por arena silíceas asentada sobre una capa soporte de grava y falso fondo en donde se practican orificios con toberas.
- Velocidad media de filtración: será de velocidad constante en toda la carrera de una unidad, regulada mediante un dispositivo hidráulico ubicado en la salida del líquido filtrado, compuesto de un Venturi y de una válvula mariposa.
- La regulación del nivel líquido dentro de la caja del filtro, no se hará debido al número de unidades.

7.7.2. Dimensionamiento de la Batería de Filtros

N_b : número de baterías adoptado	4
N_f : número de filtros por batería	7
N_F : número total de filtros	28
U_f : velocidad de filtración o carga hidráulica sobre la superficie filtrante adoptada de acuerdo a pruebas de filtrabilidad efectuadas en laboratorio	270 m ³ /m ² . d

$Q_f = Q_T/N_F = 1,575 \cdot 86400/28$: caudal medio por filtro	4860 m ³ /d
$A_f : Q_f/U_f$: superficie de cada filtro	18,00 m ²
L_f : longitud adoptada de cada filtro	6,00 m
$B_f = A_f/L_f$: ancho de cada unidad	3,00 m

• Características del medio filtrante

- Tipo: arena monogranular gruesa (C_u = coeficiente de uniformidad menor a 1,5)
- L_a : espesor adoptado del manto de arena para este tipo de arena 0,90 m
- C_u : coeficiente de uniformidad adoptado 1,35
- T_e : tamaño efectivo adoptado 1,10 mm
- T_{90} : tamaño del grano que pasa el 90% por el tamiz 1,9 mm
- $T_{máx}$: tamaño máximo adoptado 2,2 mm
- γ : peso específico del grano de arena 2,65 Kg/l
- C_e : coeficiente de esfericidad del grano de arena 0,75
- p_o : porosidad adoptada del manto de arena 0,50

• Característica del manto sostén de grava

L_g : espesor del manto soporte	0,10 m
T : tamaño adoptado de la única capa	2 a 3 mm

• Lavado simultáneo con agua y aire

Para un manto de arena gruesa ($T_e = 1,1$ mm) como es el proyectado, se adopta como método más conveniente el lavado conjunto con aire y agua en una primera etapa y agua solamente en una segunda etapa del lavado.

Según di Bernardo se tiene:

1ª etapa: inyección de aire con una velocidad de $U_{ai} = 0,60$ m/min para un período adoptado de $t_1 = 3$ min conjuntamente con agua a una velocidad de $U_a = 0,35$ m/min.

2ª etapa: inyección únicamente de agua con una velocidad ascensional adoptada de $U_a = 0,80$ m/min para un período de $t_2 = 5$ min.

• Volumen requerido de agua y aire en un lavado

1ª etapa

U_{a1} : velocidad ascensional del agua 0,35m/min =	21 m ³ /m ² . h
---	---------------------------------------

U_{ai1} : velocidad ascensional del aire 0,6 m/min = 36 m³/m² . h

2ª etapa

U_{a2} : velocidad ascensional del agua 0,8 m/min = 48 m³/m² . h

U_{ai2} : velocidad ascensional del aire --

En consecuencia para: $A_f = 18$ m² área de cada filtro

t_1 : tiempo de lavado en la primera etapa 3 min

V_{a1} : volumen de agua para la primera etapa del lavado
en cada filtro: 18 . 3 min . 0,35 m/min 18,9 m³

V_{ai1} : volumen de aire: 18 . 3 min . 0,6 m/min 32,4 m³

t_2 : tiempo de lavado en la segunda etapa 5 min

V_{a2} : volumen de agua necesario para la segunda etapa
del lavado en cada filtro: 18 . 5 min . 0,8 m/min 72 m³

V_a : volumen de agua requerido para el lavado de cada
unidad 90,9 m³

V_{Ta} : N_f . V_a : volumen total de agua requerido
diariamente para el lavado de las $N_f = 28$ unidades 2545,2 m³

Número de filtros lavados simultáneamente: 2

V_{Tai} = volumen total de aire necesario diariamente para
el lavado de las $N_f = 28$ unidades 907,20 m³

$P_{ai} = V_{ai} \cdot \rho_{ai} = 32,4 \cdot 1,8$ = masa del aire requerido en
un lavado, donde 58,32 Kg

$\rho_{ai} = 1,8$ Kg/m³ masa específica del aire a $T = 15^\circ\text{C}$ y una presión relativa de
2,5 metros de columna de agua

$G_{ai} = P_{ai}/(3.60) =$ flujo de aire 0,324 Kg/s

$p = V_{Ta}/Q_T \cdot 100$: porcentaje de agua requerido por
día para el lavado de la totalidad de los filtros
respecto al volumen diario producido 1,87 %

- Sopladores de aire para el lavado

N_s : número de sopladores 2

El proveedor deberá definir el tipo de soplador, el sistema de conducción del aire hasta la cámara sumergida de repartición ubicada debajo del falso fondo de los

filtros, además de las pérdidas de carga y la potencia de los equipos. Se ha previsto que se lavarán dos unidades simultáneamente.

- Toberas filtrantes

N_t : número adoptado de toberas por m^2 50

N_T : número de toberas por filtro 900

$$Q_{t\max} = \frac{U_{a\max} \cdot A_f}{N_T} = \frac{0,8 \cdot 18}{900} = 0,016 \text{ m}^3 / \text{min} \quad \text{caudal}$$

máximo de pasaje de agua por cada tobera 0,96 m^3/h

El número de toberas debe seleccionarse a fin de que $Q_{t\max} < 1 \text{ m}^3/h$.

Se colocarán toberas especiales para lavado simultáneo de agua y aire.

El proveedor deberá suministrar las curvas de pérdidas de carga para las operaciones de lavado y filtración.

Para una luz de 3,00 m de la losa que forma el falso fondo del filtro donde se insertarán las toberas roscadas se estima un espesor de 0,15 m. Por lo tanto las toberas tendrán una cola de 0,30 m de longitud a fin de que 0,15 m de las mismas quede en la cámara formada bajo el falso fondo del filtro.

- Determinación de la velocidad mínima de fluidificación

De acuerdo al método de Cleasby y Fan, indicado por Di Bernardo, se tiene:

$$G_a = d_{eq}^3 \cdot \rho \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g / \mu^2: \text{número de Galileo} \quad 42078$$

donde:

$$d_{eq} = d_{60}: \text{tamaño equivalente correspondiente a la malla de la serie de tamices por donde pasa el 60\% en peso de la arena, de acuerdo a la curva granulométrica adoptada} = 1,5 \text{ mm} \quad 0,0015 \text{ m}$$

$$\rho_s : \text{masa específica de la arena} \quad 2650 \text{ Kg/m}^3$$

$$\rho : \text{masa específica del agua para } T = 15^\circ\text{C} \quad 999,13 \text{ Kg/m}^3$$

$$g : \text{aceleración de la gravedad} \quad 9,806 \text{ m/s}^2$$

$$\mu : \text{viscosidad dinámica del agua para } T = 15^\circ\text{C} \quad 1,139 \cdot 10^{-3} \text{ N s m}^{-2}$$

En consecuencia:

$$U_{mf} = [\mu / (\rho \cdot d_{eq})] \cdot [(33,7^2 + 0,048 G_a)^{1/2} - 33,7]: \text{velocidad mínima de fluidificación del manto de arena} \quad 0,01498 \text{ m/s}$$

y

$$4,84 (U_{ai})^2 + 10^2 [U_a/U_{mf}] = 41,9: \text{ expresión de Amirtharajah, donde:}$$

U_{ai} = velocidad de aplicación del aire en las condiciones normales de presión y temperatura.
Se adopta $36 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$

0,01 m/s

Por lo tanto:

$$U_a = [(41,9 - 4,84 \cdot 0,01^2) / 100] \cdot U_{mf}: \text{ valor próximo al adoptado}$$

0,376 m/min

- Conducto sumergido de intercomunicación entre las baterías de sedimentadores y filtros

El caudal total proveniente de la batería de sedimentadores se descarga en una cámara colectora (corresponde a la unidad N.26), que se conecta con la cámara de arranque del canal distribuidor de ese caudal a los módulos de filtros, mediante un conducto sumergido a presión.

$$Q = 1,2 Q_T: \text{ caudal del agua sedimentada en la batería} \quad 1,89 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D : \text{ diámetro adoptado del conducto sumergido} \quad 1,25 \text{ m}$$

$$U = LQ/(\pi \cdot D^2): \text{ velocidad media de escurrimiento} \quad 1,54 \text{ m/s}$$

$$J = 10,64 Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87}: \text{ pérdida de carga unitaria} \quad 1,43103 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

donde:

C : coeficiente de precios de Williams Hazen para caños plásticos

$$\Delta h = j \cdot L = 0,001431 \times 19,00 = 0,027: \text{ pérdida de carga en el tramo de longitud estimada } L = 19,00 \text{ m, que comunica ambas cámaras. Se adopta}$$

0,03 m

- Canal distribuidor exterior de agua sedimentada a cada módulo de unidad

Para las velocidades medias adoptadas en la conducción de agua sedimentada, de agua filtrada, de agua para el lavado y de agua sucia del lavado, se han tenido en cuenta las sugeridas por Azevedo Netto y Richter (Manual "Tratamiento de Agua" – Reimpresión 1995 de Ed. E. Blücher), se adopta: $U = 0,60 \text{ m/s}$.

Se lo diseña de tal manera de mantener la misma velocidad en el ingreso a cada módulo y en todo el canal de distribución. Para una altura constante $H = 1,26 \text{ m}$, se tiene los siguientes valores del ancho b_i (m).

Tramo 1: tramo inicial hasta inmediatamente aguas abajo del ingreso al módulo N° 1.

$$b_1 = b = \text{ancho del tramo} = \text{ancho del canal de acceso del agua sedimentada} \quad 2,52 \text{ m}$$

Tramo 2: tramo intermedio a continuación del tramo 1 hasta inmediatamente aguas abajo del ingreso al módulo N° 2

$$b_2 = (3/4) \cdot b = 3 \cdot 2,52/4: \text{ ancho del tramo 2} \quad 1,89 \text{ m}$$

Tramo 3: tramo intermedio a continuación del tramo 2 hasta inmediatamente aguas abajo del ingreso al módulo N° 3

$$b_3 = (2/4) b = 2,52/2: \text{ ancho del tramo 3} \quad 1,26$$

Tramo 4: tramo final a continuación del tramo 3 hasta inmediatamente abajo del ingreso al módulo N° 4 (último)

$$b_4 = (1/4) \cdot b = 2,52/4: \text{ ancho del tramo 4} \quad 0,56 \text{ m}$$

En consecuencia la velocidad media de pasaje en los tramos U_i es: 0,595 m

- Canal distribuidor de agua sedimentada a cada filtro

Se adopta en cada entrada una velocidad mayor que en la sección del conducto de distribución correspondiente a ese lateral, a fin de tener un número de Froude mayor.

Para tener una equirrepartición correcta se aplica el método de Richter que considera el número de Froude en el ingreso por la compuerta aproximadamente igual al doble del establecido en la sección transversal del conducto de distribución correspondiente.

En consecuencia se tiene:

$$L_o = \text{lado de cada compuerta u orificio de ingreso al filtro} \quad 0,425 \text{ m}$$

$$q_o = Q/N_f = 1,89/28 = \text{caudal medio de ingreso a cada filtro} \quad 0,0675 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_o = L_o^2: \text{ área de pasaje por cada compuerta} \quad 0,18 \text{ m}^2$$

$$U_o = q_o/A_o: \text{ velocidad de pasaje por cada compuerta} \quad 0,375 \text{ m/s}$$

$$h_o = (U_o/C_d)^2/2g: \text{ pérdida de carga en el ingreso, siendo } C_d = 0,61: 0,019 \text{ m. Se adopta} \quad 0,02 \text{ m}$$

$$r = \Sigma A_o/A_i = \text{relación adoptada entre la sumatoria de las áreas de las compuertas de ingreso a los } N_f = 7 \text{ filtros que se alimentarán y la sección transversal correspondiente} \quad 0,5$$

$$H = \text{altura constante adoptada} \quad 1,26 \text{ m}$$

$$B_i = N_{fi} \cdot A_o / (r \cdot H) = N_{fi} \cdot 0,18 / 0,5 \cdot 1,26: \text{ancho en el plano transversal del canal de distribución inmediatamente aguas abajo del orificio o compuerta correspondiente (m)}$$

Entonces:

$$B_1 = 7 \cdot 0,18/0,63 = \text{ancho en la 1ª compuerta (inicial), para } N_f = 7 \quad 2,00 \text{ m}$$

$$B_2 = (6/7) \cdot B_1 = \text{ancho en la 2ª compuerta (intermedia), para } N_f = 6. \text{ Se adopta} \quad 1,72 \text{ m}$$

$$B_3 = (5/7) \cdot B_1 = \text{ancho en la 3ª compuerta (intermedia), para } N_f = 5. \text{ Se adopta} \quad 1,43 \text{ m}$$

$$B_4 = (4/7) \cdot B_1 = \text{ancho en la 4ª compuerta (intermedia), para } N_f = 4. \text{ Se adopta} \quad 1,14 \text{ m}$$

$$B_5 = (3/7) \cdot B_1 = \text{ancho en la 5ª compuerta (intermedia), para } N_f = 3. \text{ Se adopta} \quad 0,86 \text{ m}$$

$$B_6 = (2/7) \cdot B_1 = \text{ancho en la 6ª compuerta (intermedia), para } N^\circ 2. \text{ Se adopta} \quad 0,57 \text{ m}$$

$$B_7 = (1/7) \cdot B_1 = \text{ancho en la 7ª compuerta (última), para } N^\circ 1. \text{ Se adopta} \quad 0,30 \text{ m}$$

- Cañería de agua filtrada de cada filtro

$$Q_1 = Q_T/28: \text{caudal filtrado para } Q_T = 1,89 \text{ m}^3/\text{s} \quad 0,0675 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D : \text{diámetro adoptado} \quad 0,300 \text{ m}$$

$$U_1 = 4 \cdot Q_1/(\pi^2 \cdot D^2): \text{velocidad media de pasaje (aceptable)} \quad 0,955 \text{ m/s}$$

- Canal colector del agua filtrada de dos módulos, ubicado en la galería de conductos

$$Q_1 = Q_m: \text{caudal de dos módulos} \quad 0,945 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$U_1 = \text{velocidad media adoptada} \quad 1,25$$

$$A_1 = \text{área mojada} \quad 0,756 \text{ m}^2$$

$$H_1 = \text{altura mojada} \quad 0,80 \text{ m}$$

$$B_1 = A_1/H_1: \text{base del canal rectangular} \quad 0,945 \text{ m}$$

$$R_1 = A_1/(2H_1 + B_1): \text{radio hidráulico} \quad 0,297 \text{ m}$$

$$i_1 = (n \cdot U_1/R_1^{2/3})^2: \text{pendiente del canal para } n = 0,013 \quad 1,3326 \cdot 10^{-3} \text{ m/m}$$

L_1 = longitud del canal 43,40 m

$\Delta h_1 = L_1 \cdot i_1$: desnivel del tramo: Se adopta 0,06 m

• Canaletas colectoras del agua de lavado

N_c : número de canaletas adoptadas por filtro 2

$q_c : Q_{am\acute{a}x}/N_c = U_{am\acute{a}x} \cdot A_f / N_c = 0,8 \cdot 18,00/2 = 7,20$
 m^3/min = caudal de diseño por canaleta, para
 $U_{am\acute{a}x} = 0,8$ m/minuto = velocidad máxima de lavado 0,12 m^3/s

También:

$q_c = 1,38 b_c \cdot h_{m\acute{a}x}^{1,5}$: expresión de cálculo de una canaleta

Entonces:

$h_{m\acute{a}x} = [q_c / (1,38 b_c)]^{2/3}$: altura luida máxima para un
 ancho $b_c = 0,50$ m 0,312 m

H_c : altura total de la canaleta (incluye revancha 0,88 m) 0,50 m

$H = H_c + e + E \cdot h_a = 0,50 + 0,10 + 0,40 \cdot 0,90$: altura o
 distancia entre el borde de las canaletas de lavado
 y la superficie del lecho de arena 0,96 m

donde:

e = espesor de la solera de las canaletas 0,10 m

E = expansión adoptada del lecho de arena de
 espesor $h_a = 0,90$ m 0,40 m

$S_c = [B_f - 2b_c] / 2$: separación libre aceptable entre
 canaletas colocadas longitudinalmente 0,90 m

$S_c/2$: separación libre entre canaletas y los muros
 longitudinales de cada unidad de ancho
 $B_f = 3,00$ m 0,45 m

• Conducto distribuidor de agua para el lavado de los filtros

➤ Conducto para el lavado de dos unidades

$Q_L = 2 U_{am\acute{a}x} \cdot A_f = 2 \cdot 0,80 \cdot 18,00/60$: caudal de
 lavado para el lavado conjunto de dos
 unidades 0,48 m^3/s

U_p : velocidad de escurrimiento, de acuerdo a
 Azevedo Netto y Richter 3,60 m/s

$A_p = Q_L/U_p$: rea de pasaje del conducto circular 0,1333 m^2

$$D = (4 A_p/\pi)^{1/2}: \text{diámetro del conducto que arranca desde el tanque elevado} = 0,412 \text{ m.}$$

Se adopta el diámetro comercial 0,500 m

$$A_1 = A_p/2: \text{área del conducto requerido en cada unidad}$$

0,0667 m²

$$D_1 = (4 A_1/\pi)^{1/2}: \text{diámetro de cada entrada} = 0,291 \text{ m. Se adopta}$$

0,300 m

• Canales colectores de agua del lavado de los filtros

Conducen el agua sucia del lavado.

$$U_d : \text{velocidad adoptada, según Azevedo Netto y Richter, para el agua sucia del lavado}$$

1,60 m/s

$$Q_d = 2 Q_L = 2 \cdot 0,24: \text{caudal de diseño de los canales receptores, considerando el lavado simultáneo de dos unidades de un módulo}$$

0,480 m³/s

$$b : \text{ancho adoptado de cada uno de los canales colectores}$$

1,00 m

$$h = Q_d / (b \cdot U_d): \text{altura líquida de escurrimiento}$$

0,30 m

$$R_H = b \cdot H / (2 h + b): \text{radio hidráulico}$$

0,1875 m

$$i = (n \cdot U_d / R_H^{2/3})^2: \text{pendiente de la solera del canal}$$

4,0314 ‰

$$A_h : i \cdot L = 0,004031 \cdot 43,00: \text{desnivel del tramo de longitud } L = 43,00 \text{ m}$$

0,173 m

• Conducto de intercomunicación entre cámaras exteriores colectoras del caudal de los canales de agua sucia del lavado de los módulos y de derivación hacia la laguna de almacenamiento.

$$Q_D = 2 Q_d = 2 \cdot 0,24: \text{caudal del lavado de 2 unidades conjuntamente para } Q_d = 0,1120 \text{ m}^3/\text{d para una unidad}$$

0,240 m³/s

$$U_D : \text{diámetro del conducto común}$$

0,600 m

$$Z_2 = n Q_i / (D^{8/3} \cdot i^{1/2}): \text{coeficiente de las Tablas de Woodward-Posey, para } Z_1 = h/D = 0,89$$

0,330

En consecuencia:

$$i_D = [n \cdot Q_D / (D_D^{8/3} \cdot Z_2)]^2: \text{pendiente del conducto}$$

1,36293x10⁻³ m/m

$$\Delta h = i_D \cdot L_D: \text{desnivel del tramo}$$

- Regulador del caudal para el lavado

D_{rc} : tamaño adoptado, según Azevedo Netto y Richter,
para = 480 l/s 450 mm

- Hidráulica durante la carrera de filtración

$h_a = \left[150 \nu \cdot (1 - \varepsilon_o)^2 \cdot L_f \cdot U_f \right] \cdot \left[\sum X_i / (d_{ei})^2 \right] / \left[g \cdot \varepsilon_o^3 \cdot C_e^2 \right]$:
pérdida de carga inicial (m), aplicando la
expresión de Fair-Hatch, para un manto de arena
limpia compuesta de n subcapas iguales de
espesor e 0,111 m

donde:

L_f : espesor total del manto único de arena 0,90 m

n : número de subcapas del manto de arena 9

e : espesor de capa subcapa 0,10

$x_i = 1/n$: fracción de cada subcapa respecto a total
del manto 0,111

$d_{ei} = (d_{e1} \cdot d_{e2})^{1/2}$: tamaño equivalente de los granos
de cada subcapa i , siendo d_{e1} y d_{e2} el tamaño
de los granos extremos (máximo y
mínimo) (mm)

$\sum X_i / (d_{ei})^2$: valor obtenido de la **Tabla 7** adjunta $63,9613015 \times 10^{-4}$

ε_o : porosidad del manto filtrante limpio 0,5

C_e : coeficiente de esfericidad del manto filtrante 0,75

ν : viscosidad cinemática para $T = 15^\circ\text{C}$ $1,140 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

g : aceleración de la gravedad $9,81 \text{ m/s}^2$

$U_f = 270 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot d_{ei}$: velocidad de filtración o de
aproximación 0,003125 m/s

Se adopta la siguiente curva granulométrica:

Subcapa N°	Espesor (cm)	Tamaños d_1-d_2 (10^{-3} m)	X_i Fracción de la capa	Tamaño equivalente $(d_1 \cdot d_2)^{1/2} = d_i$ (10^{-3} m)	X_i/d_i ($10^3/m$)	$X_i/(d_i)^2$ ($10^4/m^2$)
1	0,10	0,50-1,10	0,111	0,7416198	0,1496724	20,1818208
2	0,10	1,10-1,17	0,111	1,1344602	0,0978439	8,6247089
3	0,10	1,17-1,22	0,111	1,1947385	0,0929074	7,7763761
4	0,10	1,22-1,30	0,111	1,2593649	0,0881397	6,9987391
5	0,10	1,30-1,485	0,111	1,3894243	0,0798892	5,7498060
6	0,10	1,485-1,60	0,111	1,5414279	0,0720112	4,6717172
7	0,10	1,60-1,75	0,111	1,6733201	0,0663352	3,9642854
8	0,10	1,75-1,90	0,111	1,8234583	0,0608733	3,3383456
9	0,10	1,90-2,20	0,111	2,0445048	0,0542919	2,6555024
Σ	0,90		1,00		0,7619642	63,9613015

Tabla 7. Características del manto de arena

$$h_g = [150 \cdot N \cdot (1 - \varepsilon_o)^2 \cdot L_g \cdot U_f] / [g \cdot \varepsilon_o^3 \cdot d_{eg}^2 \cdot C_e^2]:$$

pérdida de carga en el manto soporte 0,0015 m

donde:

$$L_g : \text{espesor del manto soporte de grava} \quad 0,10 \text{ m}$$

$$d_{eg} = (0,002 \cdot 0,003)^{1/2}: \text{tamaño equivalente de los granos de la grava, siendo 2 y 3 mm los valores extremos} \quad 0,0025 \text{ m}$$

$$C : \text{coeficiente de esfericidad de la grava} \quad 0,80$$

v , U_p y g : parámetros similares correspondientes al manto de arena

$$h_t = [U_f \cdot \Delta_f / (C_d \cdot N_t \cdot a_o)]^2 / 2g: \text{pérdida de carga en el pasaje por las toberas} \quad 0,0061 \text{ m}$$

donde:

$$A_f : \text{superficie del manto filtrante de cada unidad} \quad 18,00 \text{ m}^2$$

$$N_t : \text{número de toberas por m}^2 \quad 50$$

$$N_T = N_f \cdot A_f: \text{número total de toberas por unidad} \quad 900$$

$$C_d : \text{coeficiente de gasto en el pasaje por las ranuras de las toberas} \quad 0,61$$

$$a_o : \text{área de las ranuras de cada tobera, suministrada por el fabricante} \quad 2,960 \text{ m}^2$$

$$h_e = \varphi \cdot U_p^2 / 2g : \text{pérdida de carga en el pasaje por la compuerta de ingreso a cada unidad} \quad 0,004 \text{ m}$$

donde:

$$U_p = Q_1 / A_F : \text{velocidad media de pasaje} \quad 0,311 \text{ m/s}$$

$$\Delta_c = b_c \cdot h_c : \text{área de pasaje} \quad 0,180625 \text{ m}^2$$

$$b_c = h_c : \text{altura y base del orificio} \quad 0,425 \text{ m}$$

$$\varphi : \text{coeficiente de pérdida de carga en el ingreso y giro de } 90^\circ \text{ (indicada por H. Hudson para lateral corto)} \quad 1,67$$

$$G = n (\gamma / \mu)^{1/2} \cdot R^{0,7} \cdot U_p^{1,5} : \text{gradiente medio de velocidad en el pasaje por la compuerta} \quad 19,55 \text{ s}^{-1}$$

donde:

$$n : \text{coeficiente de fricción de Manning para } H^\circ \quad 0,013$$

$$\gamma : \text{peso específico del agua para } T = 15^\circ\text{C} \quad 9798 \text{ N/m}^3$$

$$\mu : \text{viscosidad dinámica del agua para } T = 15^\circ\text{C} \quad 1,139 \times 10^{-3} \text{ N.s/m}^2$$

$$R = A_o / (2 b_c + 2 h_c) : \text{radio hidráulico} \quad 0,2125 \text{ m}$$

$$H_o = h_a + h_g + h_t + h_e : \text{pérdida de carga en el pasaje por el filtro limpio} = 0,1223 \text{ m} \quad 0,13 \text{ m}$$

- Para controlar el caudal Q_1 de la filtración, se inserta en el conducto efluente del filtro un sistema de control compuesto de un Venturi (medidor del caudal), una válvula mariposa de control, regulada por una unidad que recibe la señal del Venturi, o sea regula el efluente manteniendo constante el caudal, independiente de la pérdida de carga variable H_F . El fabricante establece: $h_{ef} \text{ (m)}$

• Hidráulica durante el lavado

- $h_a : 0,9 H_f = 0,9 \cdot 0,90$: pérdida de carga en el lecho expandido de arena (según Azevedo Netto) $0,810 \text{ m}$

- $h_g = U_L \cdot H_g / 3 = 0,8 \cdot 0,10 / 3$: pérdida de carga en el manto soporte de $H_g = 0,10 \text{ m}$ y $U_{L\text{máx}} = 0,8 \text{ m/min}$ $0,027 \text{ m}$

- $h_t : [U_L \cdot A_f / (C_d \cdot N_t \cdot a_o)]^2 / 2g$: pérdida de carga en el pasaje por las toberas, siendo A_f , C_d , N_t

y a_o iguales que para el flujo filtrado y $U_L = 0,8 \text{ m/min} = 0,0133 \text{ m/s}$:	0,111 m
➤ $h_c = [10,64 \cdot Q_L^{1,85} \cdot D^{-4,87} \cdot C^{-1,85}] \cdot L_c$: pérdida de carga en la cañería de alimentación desde el tanque	0,69 m
donde:	
L_c : longitud de la cañería, que incluye longitud equivalente de 5 curvas 90 (5 . 0,26), 6 pasaje directo por ramal (6 . 0,40 m), 1 válvula mariposa abierta (0,17 m), 1 controlador de flujo (1 . 1,65 m), 1 entrada a cañería (0,33 m), 1 carga cinética (0,65)	42,50 m
D : diámetro de la cañería para el lavado de 2 unidades al mismo tiempo (según Azevedo Netto) y Richter)	500 mm
Q_L : caudal máximo para el lavado de dos unidades al mismo tiempo:	0,480 m ³ /s
C : coeficiente de rugosidad de Williams-Hazen para caños de plástico en uso	130
➤ $h_v = [Q_L / (1,83 L_c)]^{2/3}$: altura líquida sobre el coronamiento de las canaletas colectoras	0,031
donde:	
$Q_L = U_{L\text{máx}} \cdot A_f$: caudal de lavado de la 2ª etapa:	0,240 m ³ /s
$L_c = 2 \cdot 2 \text{ canal} \cdot L_f: 2 \cdot 2 \cdot 6,00$: longitud total de coronamiento	24,00 m
➤ $H_L = h_a + h_g + h_t + h_c + h_v$: pérdida de carga total durante el lavado de una unidad para ser considerada en el nivel del tanque elevado	1,67 m

- Conducto exterior que recibe el agua filtrada de los módulos 1 y 2

El conducto conecta a las cámaras exteriores y tapadas herméticamente. La primera cámara recibe el caudal filtrado de los módulos 1 y 2 y se conecta con la cámara que recibe además el aporte de los módulos 3 y 4. De esta última cámara el caudal total filtrado Q_T es derivado a la cámara de contacto de cloro.

$Q_l = Q_T/2 = 1,89/2$: caudal de diseño	0,945 m ³ /s
$Z_2 = Q_l \cdot n/(D_l^{8/3} \cdot i^{1/2})$: coeficiente de las Tablas de Woodward-Posey para $Z_1 = h/D = 0,89$	0,330

donde:

n : coeficiente de fricción Manning 0,012

D_I : diámetro del conducto de plástico adoptado 0,80 m

En consecuencia:

$i_I = [Q_I \cdot n / (D_I^{8/3} \cdot Z_2)]^2$: pendiente piezométrica del tramo 3,882 ‰

$\Delta h_I = i_I \cdot L_I = 0,003882 \times 13,80$: desnivel del tramo
 $L_I = 13,80$ 0,054

- Conducto exterior que deriva el caudal total filtrado de la batería a la cámara de contacto del cloro

$Q_\pi = Q_T$: caudal de diseño ($1,2 \times 1,575 \text{ m}^3/\text{s}$) 1,89 m^3/s

D_π : diámetro adoptado del conducto 1,00 m

$i_\pi = [Q_T \cdot n / (D_\pi^{8/3} \cdot Z_2)]^2$: pendiente piezométrica del tramo 4,7234 ‰

$\Delta h_\pi = i_\pi \cdot L_\pi = 0,0047234 \times 20,00$: desnivel del tramo
 $L_\pi = 20,00 \text{ m}$ (estimado) 0,094 m

7.7.3. Tanque Elevado de la Planta de Tratamiento

- Servirá para el lavado de los filtros y para el servicio de la planta de potabilización: laboratorio y oficina, casa química, sistema de tratamiento de los barros generados en los procesos y para limpieza de las instalaciones. El volumen para el agua de lavado es el que gobierna el volumen y operación del tanque elevado.

- ΔH : desnivel mínimo entre el fondo del tanque y el coronamiento de las canaletas colectoras de agua del lavado 1,67 m

- $V_T = 2 \cdot [A_f (t_1 \cdot U_{Li} + t_f \cdot U_{Lf})] \cdot K = 2 [18,00 (3 \cdot 0,3 + 5 \cdot 0,8)] \cdot 1,15 = 202,86 \text{ m}^3$: Volumen total requerido en la planta de tratamiento. Se adopta 200 m^3

- H_T : altura líquida adoptada 4,00 m

- $A_T = V_T / H_T$: área de un tanque elevado circular 50,00 m^2

- $D_T = (4A_T / \pi)^{1/2} = 7,98 \text{ m}$. Se adopta el diámetro 8,00 m

7.8. CÁMARA DE CONTACTO

7.8.1. Consideraciones para su diseño

Se diseña un tanque de base rectangular cubierto herméticamente, de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- Servirá como reserva parcial de agua tratada y de cámara de contacto de la solución clorada.
- El tiempo de contacto total corresponde a la temperatura del agua tratada (superior a 15°C adoptado como temperatura media en el mes más frío de menor consumo de la población).
- Para el contacto, la cámara se divide en chicanas longitudinales para producir un flujo sinuoso.
- Deberá monitorearse la calidad del agua clorada debido a la recirculación al circuito de tratamiento de la fase líquida que se produce en las descargas de los procesos de potabilización.

7.8.2. Dimensionamiento

t_c : permanencia adoptada	15 min
$V_c = Q_T \cdot t_c = 1,575 \cdot 60 \cdot 15$: volumen líquido	1417,5 m ³
H_c : altura líquida adoptada	3,60 m
$A_c = V_c/H_c$: área útil de la cámara	393,75 m ²
$r = L_c/B_c$: relación entre longitud-ancho, adoptado	2
$B_c = (A_c/2)^{1/2}$: ancho de la cámara = 14,03 m. Se adopta	14,00 m
$L_c = 2B_c$: longitud útil de la cámara	28,00 m
U_p : velocidad del escurrimiento sinuoso entre pantallas, adoptado	0,50 m/s
$s_c = Q_T/(U \cdot H_c) = 1,575/(0,5 \cdot 3,6)$: separación libre entre pantallas = ancho de cada canal formado para el escurrimiento sinuoso	0,875 m
$N_c = L_c/s_c = 28 / 0,875 = 32$ = número de canales. Se adopta	33
En consecuencia:	
$s_c = L_c/N_c = 0,848$ m: separación entre pantallas. Se adopta	0,85 m

e_{ch} : espesor de chicanas verticales, siendo $(N_c - 1)$ = número de chicanas	0,125 m
$L_c = N_c \cdot s_c + (N_c - 1) \cdot e_{ch}$: longitud total del tanque	32,05 m
$R_h = s_c \cdot H_c / (2H_c + s_c)$: radio hidráulico de cada canal formado	0,38 m
$G_p = 41,07 \cdot R_h^{-0,7} \cdot U_p^{1,5}$: gradiente medio de velocidad (valor aceptable)	30 s ⁻¹
donde:	
$n (\gamma/\mu)^{1/2} = 0,014 (9798 / (0,001139))^{1/2}$: parámetro para T = 15°C	41,07
$U_p = Q_T / (s_c \cdot H_c)$: velocidad media real de pasaje	0,515 m/s
$i = (U_p \cdot n / R_h^{2/3})^2$: pérdida de carga unitaria	1,889 · 10 ⁻⁴ m/m
$I_e = i \cdot L_{Tc}$: pérdida de carga en el escurrimiento en los 33 canales	0,087 m
donde:	
n : coeficiente de rugosidad de Manning para canales	0,014
$L_{Tc} = N_c \cdot B_c = 33 \cdot 14,00$	462,00 m
$I_{cg} : (K \cdot U_{cc}^2 / 2g) (N_c - 1)$: pérdida de carga en cada giro de 180° entre canales, siendo: K = 3,5 (varía entre 2 y 4) y $U_{cc} = 2/3 U_p = 0,343$ m/s	0,672 m
$I = I_c + I_{cg}$: pérdida de carga total = 0,789 m. Se adopta	0,79 m

7.9. INSUMOS QUÍMICOS

- Sulfato de aluminio

- Consumo

$C = Q_T \cdot d = 136080 \cdot 0,045$: consumo medio	6123,6 Kg/d
$C_{máx} : Q_T \cdot d_{máx} = 136080 \cdot 0,090$: consumo máximo	12247,2 Kg/d
$C_{mín} : Q_T \cdot d_{mín} = 136080 \cdot 0,025$: consumo mínimo	3402,0 Kg/d

donde:

d : dosis media	45 mg/l
$d_{m\acute{a}x}$: dosis máxima	90 mg/l
$d_{m\acute{i}n}$: dosis mínima	25 mg/l
➤ Tanques de preparación	
$V_1 = (C/3)/f = 6123,6 / (3 \cdot 100)$: volumen medio de solución al 10% en 8 horas de operación	20,412 m ³
donde:	
$C/3$: consumo medio en 8 h/d de operación	2041,6 Kg/8h
$f_c = 10$ %: concentración de la solución preparada en las cubas	100 Kg/m ³
H_c : altura útil adoptada de las cubas	2,50 m
$A_c = V_1/H_c$: área de cada cuba	8,165 m ²
$l_c = (A_c)^{1/2} = 2,857$ m: lado de cada cuba. Se adopta	3,00 m
n_c : número de cubas (1 en operación, 1 en preparación, 1 de reserva)	3
➤ Almacenamiento	
a : autonomía de almacenamiento	30 d
$P_a = C \cdot a = 183708$ peso medio de coagulante a almacenar	183,708 T _n
$V_c = P_a/p_e$: volumen de las estibas de coagulante, para $p_e = 0,957$ T _n /m ³ (según Azevedo Netto)	193,4 m ³
$A_c = (V_c/H_e) \cdot k_2 = (193,4/1,80) \cdot 1,3 = 139,68$ m ² : área de almacenamiento. Se adopta	140 m ²
para:	
$H_e = 1,80$ m = altura de la estiba	
$k_2 = 1,3$ = coeficiente que considera espacios de circulación	
resulta: $A_c = 139,66$ m ² . Se adopta	140 m ²

• Polielectrolito

➤ Consumo

$$C = d \cdot Q_T = 136080 \cdot 0,00005: \text{consumo medio} \quad 6,804 \text{ Kg/d}$$

$$C_{m\acute{a}x} = d_{m\acute{a}x} \cdot Q_T = 136080 \cdot 0,0001: \text{consumo m\acute{a}ximo} \quad 13,608 \text{ Kg/d}$$

$$C_{m\acute{i}n} = d_{m\acute{i}n} \cdot Q_T = 136080 \cdot 0,00001: \text{consumo m\acute{i}nimo} \quad 1,3608 \text{ Kg/d}$$

donde:

$$d : \text{dosis media} \quad 0,05 \text{ mg/l}$$

$$d_{m\acute{a}x} : \text{dosis m\acute{a}xima} \quad 0,10 \text{ mg/l}$$

$$d_{m\acute{i}n} : \text{dosis m\acute{i}nima} \quad 0,01 \text{ mg/l}$$

$$Q_T : \text{caudal total a tratar} = 1,575 \text{ m}^3/\text{d} \quad 136080 \text{ m}^3/\text{d}$$

➤ Tanques de preparaci3n

$$p : \text{concentraci3n de la soluci3n} = 0,1\% \quad 1 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_p = C \cdot p/3 = 6,804 \cdot 1/3: \text{volumen a preparar en 8 h/d} \quad 2,300 \text{ m}^3$$

$$H_t : \text{altura adoptada} \quad 2,00 \text{ m}$$

$$L_t = (V_p/H_t)^{1/2}: \text{lado de cada tolva} = 1,072 \text{ m. Se adopta} \quad 1,10 \text{ m}$$

$$n_t : \text{n\acute{u}mero de tanques (1 en operaci3n y 1 en preparaci3n y 1 de reserva)} \quad 3$$

➤ Almacenamiento

$$t_a : \text{tiempo de almacenamiento de tambores de 200 l de capacidad cada uno} \quad 30 \text{ d}$$

$$V = C \cdot t_a/p_e: \text{volumen requerido para } p_e = 1,05 \text{ T}_n/\text{m}^3 = 0,195 \text{ m}^3. \text{ Se adopta} \quad 200 \text{ l}$$

O sea que cada tambor sirve para el consumo medio de 1 mes.

- Para los filtros banda se requiere una dosis media de 10 mg/L = 0,01 Kg/m³ de polielectrolito cati3nico. Para un caudal de lodo deshidratado (calculado en 7.4.2) de 816,48 m³/d, se requiere 8,165 m³/Kg.d de ese coagulante, o sea 1,2 el consumo medio del sistema de tratamiento y 0,60 del m\acute{a}ximo.

Los tanques de preparaci3n y dosificaci3n se ubicar\acute{n en la sala cubierta donde se instalar\acute{n los filtros banda.

• Cal hidratada

De acuerdo a C. Manfrini en el manual “Técnica de Abastecimiento e Tratamiento de Água” – Cap. 18 – Tomo II de CETESB – Brasil – 1979, para el diseño del consumo, tanques de preparación y almacenamiento, se consideran la mitad de los valores determinados para el sulfato de aluminio.

➤ $C' = C/2$: consumo de cal hidratada	3061,7 Kg/d
➤ $V_t' = V_t/2$: volumen de cada tolva de preparación	10,206 m ³
➤ $A_c' = A_c/2$: área de las estibas de almacenamiento	70,00 m ²
➤ n_t : número de tanques de preparación (1 en operación, 1 en preparación, 1 de reserva)	3

donde:

C : consumo de sulfato de aluminio	6123,4 Kg/d
V_t : volumen de cada tolva de preparación del sulfato de aluminio	20,412 m ³
A_c : área de las estibas del sulfato de aluminio	140,00 m ²

• Cloro

➤ Consumo

d : dosis media 1,5 mg/l

$d_{máx}$: dosis máxima 2,5 mg/l

$d_{mín}$: dosis mínima 0,5 mg/l

$C = d \cdot Q_T$: consumo medio 204,12 Kg/d

$C_{máx} = Q_T \cdot d_{máx}$: consumo máximo 340,2 Kg/d

$C_{mín} = Q_T \cdot d_{mín}$: consumo mínimo 68,04 Kg/d

Relación consumo máximo/mínimo 5

$t_t = C_t/C = 1000/204,12$: duración media de cada tambor de 1000 Kg 4,9 d

Autonomía de almacenamiento 30 d

n_t : número medio de tambores requeridos en 1 mes: 6. Se adopta 6 / mes

Se tienen 2 cilindros en operación, 4 de reserva y 2 vacíos. Total 8 tambores

Si se considera el consumo máximo: $6 \cdot 2,5 / 1,5$: 10 tambores

- Elección del sistema de dosificación

La capacidad de alimentación de un cilindro depende de la temperatura.

T = temperatura de dosificación 20 °C

El caudal másico que es posible extraer de un cilindro de cloro depende de la tasa de evaporación, es decir, de la velocidad de pasaje de la fase líquida a la gaseosa. Esta depende de la superficie de interfase y de la temperatura.

Así, como valores de referencia se toma que no es posible extraer de un tanque de 1000 Kg más de 180 Kg/d y de uno de 68 Kg no es posible extraer más de 18 Kg por día aproximadamente, en función de la temperatura.

Por ello, es necesario conocer la velocidad real de alimentación en función de la temperatura.

En la **Tabla 8** se indica la variación de la velocidad de alimentación posible de un Cilindro de Tonelada de capacidad, para distintas temperaturas.

T °C	C: alimentación	
	Kg/d	Kg/h
4	108,96	4,54
10	145,28	6,05
16	181,6	7,57
21	217,92	9,08

Tabla 8. Tasas alimentación cloro a distintas temperaturas

Se adopta la alimentación posible a una temperatura de 10 °C para poder cubrir la demanda en cualquier situación operativa.

En función de la **Tabla 8**, se adopta como aporte para:

C : alimentación de un cilindro de 1 Tn de capacidad a
10°C = 6,05 Kg/h 145 Kg/d

- Número de cilindros utilizados diariamente

$N_c = C/c = 204,12/1,45 =$ número de tanques diarios 1,4

$N_{cmáx} = C_{máx}/c = 340,2/145$ 2,35

$N_{cmín} = C_{mín}/c = 68,04/145$ 0,47

Se adoptan dos manifolds de dos cilindros conectados en paralelo cada uno, con lo que se cubre el consumo máximo.

- Dosificadores de cloro gaseoso

N_o : cantidad de dosificadores en operación	2
N_r : cantidad de dosificadores en reserva	1
N_c : cantidad total de cloradores	3
Q_M : caudal máximo a dosificar por clorador	7,1 Kg/h
Q_m : caudal mínimo a dosificar por clorador	2,8 Kg/h
Relación $Q_{m\acute{a}x}/Q_{m\acute{i}n}$ por dosador	2,5

- Eyectores

N_e : cantidad de eyectores	2
q_a : caudal de agua necesaria para producir el vacío requerido por el eyector	

- Instalaciones de dosificación

Las instalaciones de dosificación dispondrán de los siguientes elementos:

- Balanzas para los cilindros.
- Alojamientos o cunas para los cilindros almacenados.
- Barra de izaje para cilindros.
- Monorriel de izaje.
- Filtros en la línea de cloro a presión.
- Válvula reductora de presión externa.
- Manómetros en las líneas de cloro a presión.
- Switches indicadores a alarma por baja presión en la línea de cloro a presión.
- Trampas de condensado en la línea de cloro a presión y antes de dosificadores.
- Válvulas de cierre apropiadas para el fluido.
- Detectores de fugas con Torre Neutralizadora o de abatimiento.

La inyección de la solución clorada se realizará en la entrada de la cámara de contacto, mediante la interposición de un difusor.

7.10. DISPOSICIÓN DE LOS RESIDUOS GENERADOS EN LOS PROCESOS DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN

7.10.1. Balance de Masas y Caudales de los Residuos

- En las tolvas de los sedimentadores de placas planas paralelas inclinadas

$$Q_1 = p_1 \cdot Q_T = 0,03 \cdot 1,575 = 0,04725 \text{ m}^3/\text{s} = 170,1 \text{ m}^3/\text{h}$$

caudal de barro de las tolvas de la batería de sedimentadores derivados al concentrador

4082,4 m³/d

Siendo

p_1 : porcentaje de caudal total depositado en las tolvas según pruebas en cono Imhoff

3 %

$c_1 = 0,8 \text{ a } 1,00 \%$: concentración de sólidos en el caudal Q_1 . Se adopta 1 %

10 Kg SS/m³

$P_1 = c_1 \cdot Q_1$: peso de sólidos suspendidos en el residuo de la batería de sedimentadores

40824 Kg SS/d

$P_L = E \cdot P_1 = 0,9 \cdot 40824 = 36741,6$: peso de sólidos que se envía a los filtros de bandas, para una eficiencia de sedimentación $E = 90 \%$. Se adopta

36742 Kg . ss/d

- En las tolvas del concentrador de barros

$Q_2 = p_2 \cdot Q_1 = 0,2 Q_1$: caudal de barro de las tolvas de los concentradores de barros a filtros banda

816,48 m³/d

donde:

p_2 : porcentaje de sólidos húmedos del caudal de residuos aportados por la batería de sedimentadores (según ensayos)

20 %

$Q_{2e} = Q_1 - Q_2$: caudal de líquido clarificado efluente de los concentradores de barros

3265,92 m³/d

$P_2 = P_L$: peso de sólidos correspondientes al caudal Q_2

36742 Kg ss/d

$c_2 = P_2/Q_2 = 36742,0/816,48$: concentración del caudal Q_2 , derivado a los filtros banda: 45 Kg/m³

4,5 %

- En la torta (sólidos prensados) producida en los filtros banda

$C_T : 18 \text{ a } 20 \%$ = 180 a 200 Kg SS/m³: concentración de sólidos (según ensayos y datos del fabricante). Se adopta

200 Kg . ss/m³

- Producción de la torta húmeda de los filtros de banda

$$V_T = P_2 / c_T = 36742/200: \text{ volumen diario producido de torta húmeda con una concentración del 20 \%} \quad 183,71 \text{ m}^3/\text{d}$$

- En el lavado de la batería de filtros

Se considera un solo lavado diario de dos unidades al mismo tiempo

$$Q_4 = (t_1 \cdot q_{L1} + t_2 \cdot q_{L2}) \cdot N_f \cdot A_f = (0,35 \cdot 3 + 0,8 \cdot 5) \cdot 28 \cdot 18: \text{ caudal medio de lavado diario de la batería de filtros:} \quad 2545,2 \text{ m}^3/\text{d}$$

donde:

$$p_4 = Q_4/Q_t: \text{ porcentaje de agua del lavado} \quad 1,87 \%$$

$$t_1 = 3 \text{ min y } t_2 = 5 \text{ min} = \text{ tiempo de lavado en cada etapa}$$

$$q_{L1} = 0,35 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min y } q_{L2} = 0,8 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min: velocidad de lavado en cada etapa}$$

$$N_f : \text{ número de filtros de la batería} \quad 28$$

$$A_f : \text{ área de cada filtro} \quad 18,0 \text{ m}^2$$

- Caudal diario derivado a las lagunas de almacenamiento

$$Q_L = Q_4 + Q_2 = 2545,20 + 816,48: \text{ caudal diario almacenado y derivado al pozo de bombeo de recirculación} \quad 3361,68 \text{ m}^3/\text{d}$$

- Caudal diario recirculado a la cámara de carga general de la planta de potabilización

$$Q_R = Q_L + Q_{c2} = 3361,68 + 3265,92: \text{ caudal recirculado} \quad 6627,60 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_R/Q_t: \text{ relación entre el caudal recirculado y el total a tratar} = 0,048 \quad 4,87 \%$$

7.10.2. Concentrador de Lodos

- Dimensionamiento

Se diseña un concentrador de barros del líquido derivado desde las tolvas de lodos de la batería de sedimentadores.

Consistirá en otro sedimentador con placas planas paralelas para producir el escurrimiento ascendente e inclinado entre ellas.

Se determinó en el laboratorio (con probeta o columna de sedimentación) el siguiente valor de la velocidad de sedimentación:

$$U_{sc} = 1,0 \text{ cm/min} = 14,4 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día: velocidad de sedimentación de diseño} \quad 1,667 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$Q_s : \text{caudal total derivado desde las tolvas de la batería de sedimentadores de la planta de potabilización} \quad 0,04725 \text{ m}^3/\text{s}$$

Aplicando la Tabla 15 del Cap. VII-6 Sedimentación para determinar la velocidad media de escurrimiento en el conducto de 60 mm de separación entre placas, se tiene:

$$U_{em} = 10 \text{ cm/min: velocidad media de escurrimiento entre placas, para } L = 1,20 \text{ m y } U_s = 1,0 \text{ cm/min} \quad 0,0016667 \text{ m/s}$$

$$A_c = Q_s/U_{em}: \text{área total de pasaje entre placas planas} \quad 28,35 \text{ m}^2$$

$$d = \text{separación libre entre placas planas} \quad 0,06 \text{ m}$$

$$e = \text{espesor de cada placa plana} \quad 0,008 \text{ m}$$

$$l = \text{altura de cada placa plana} = \text{longitud del escurrimiento} \quad 1,20 \text{ m}$$

$$b = B_f = \text{ancho de cada placa plana} - \text{ancho de cada fila de placas planas} \quad 2,40 \text{ m}$$

$$N_f = \text{número de filas de placas planas} \quad 2$$

En consecuencia

$$N_c = A_c / (B_f \cdot d): \text{número de canales de escurrimiento. Se adoptan} \quad 197$$

$$L_f = (N_c/2) \cdot (d + e) / \sin \theta + l \cdot \cos \theta = 8,374 \text{ m: longitud de cada fila. Se adopta} \quad 8,40 \text{ m}$$

A fin de tener mayor eficiencia se adopta:

$$N_c : \text{número de canales} \quad 216$$

$$L_f = 108 \cdot (0,06 + 0,008) / 0,866 + 1,20 \cdot 0,5: \text{longitud definitiva de cada fila de 108 canales y 107 placas planas} \quad 9,08 \text{ m}$$

Aplicando la fórmula de Yao, para $L = 20$ (bajo valor de la velocidad de sedimentación, se tiene:

$$U_{em} = Q_s / (N_c \cdot B_f \cdot d): \text{velocidad media de escurrimiento} \quad 1,5191 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$U_{sc} = U_{em} / [\sin \theta (\sin \theta + L \cos \theta)]: \text{velocidad de sedimentación} = 1,61435 \cdot 10^{-4} \text{ m/s} = 0,97 \text{ cm/min} \quad 13,95 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

Al ser semejante $U_{sc} = 0,97$ cm/min, se acepta el valor adoptado $U_{sc} = 1,0$ cm/min en el modelo de di Bernardo.

• Tolva de lodos

➤ Dimensionamiento

N_t : número de tolvas de volumen tronco-piramidales, una en cada fila de placas planas	2
$l_1 = L - l_p \cdot \cos \theta$: longitud de la base mayor superior	8,48 m
$b_1 = B - 2a$: ancho de la base mayor superior, para $a = 0,025$ m apoyo de las placas planas en ambos muros laterales	2,35 m
H_t : altura adoptada en cada tolva	1,56 m
β : ángulo de la inclinación de los muros de las tolvas	60°
$l_2 = l_1 - 2H_t/\tan \beta$: longitud de la base menor de cada tolva	6,68 m
$b_2 = b_1 - 2H_t/\tan \beta$: ancho de la base menor de cada tolva	0,55 m
$V_t = (H_t/3) [(l_1 \cdot b_1) + (l_2 \cdot b_2) + (l_1 \cdot b_1 \cdot l_2 \cdot b_2)^{1/2}]$: volumen de cada tolva	16,554 m ³
$V_T = N_t \cdot V_t$: volumen total de tolvas	33,108 m ³

➤ Sistema de descarga del lodo depositado

d_o : diámetro adoptado de cada lateral de descarga del barro húmedo depositado en las tolvas	0,075 m
$a_o = \pi \cdot d_o^2/4$: área de cada lateral	4,418 . 10 ⁻³ m ²
$H_d = K \cdot H = 0,3 \cdot 4,00$: carga disponible en el punto de descarga del barro (filtros de bandas)	2,40 m
donde:	
H : carga hidráulica sobre cada lateral	4,00 m
K : porcentaje de pérdida de carga hasta el ingreso a cada filtro de bandas	0,3

$U_o = C_d (2g \cdot H_d)^{1/2}$: velocidad media de pasaje por cada lateral	4,19 m/s
C_d : coeficiente de gasto en el pasaje	0,61
U_a : velocidad adoptada de aproximación (varía entre 0,02 a 0,03 m/s)	0,028 m/s
$X = [U_a / (1,33 \cdot U_o \cdot d_o^2)]^{1/2}$ = separación calculada entre laterales	0,945 (m)
$N_l = l_2 / X = 6,68 / 0,945 = 7,07$: número de laterales que descargan en cada tolva. Se adopta	7
$N_T = N_t \cdot N_L$: número total de laterales en el espesador	14
D_p : diámetro adoptado del conducto principal que recibe el aporte del N_T laterales	0,300 m
$A_p = \pi \cdot D_p^2 / 4$: superficie del conducto principal	0,2827 m ²
$r = N_T \cdot a_o / A_p = 14 \cdot 0,004418 / 0,2827$: relación aceptable para una buena distribución del lodo depositado	0,22
$Q_d = N_T \cdot a_o \cdot U_o = 14 \cdot 0,004418 \cdot 4,19$: caudal total descargado en todos los laterales	0,259 m ³ /s
$t_d = V_T / Q_d = 33,108 / 0,259 = 127,83$ s: tiempo de descarga de las tolvas	2,13 min

• Sistema de recolección del líquido sedimentado en el concentrador

Es semejante al de los sedimentadores de la planta de potabilización.

S_c : separación adoptada entre caños	0,70
$N_c = L_f / S_c = 9,08 / 0,7 = 12,97$. Se adopta por fila	13
$Q_c = Q_{2e} / N_c = 3265,92 / 13 = 251,225$: caudal por caño	0,0029 m ³ /s
$q_u = Q_c / B_f = 0,0029 / 2,40$: caudal unitario por caño, aceptable	1,212 l/s . m
D_c : diámetro interno de cada caño colector	0,150 m
A_c : área interna de cada caño colector	0,0177 m ²
d_o : diámetro de cada orificio ubicado en la generatriz superior	0,02 m

a_o : área de cada orificio	0,00314 m ²
$n_o = 0,462 A_o/a_o$: número de orificios según Richter	26
s_o : separación entre orificios	0,10 m
H_2 : altura líquida sobre placas (mayor que S_o)	0,75 m
• Distribución del barro húmedo en el concentrador, proveniente de la batería de sedimentadores	
L : longitud del conducto de distribución de sección rectangular decreciente desde el inicio hasta el final	9,08 m
Q_1 : caudal total a distribuir = 4082,4 m ³ /d	47,25 l/s
U_o : velocidad de pasaje adoptada	0,25 m/s
$A_o = Q_1/U_o$: área total de pasaje en cada orificio	0,1890 m ²
d_o = diámetro adoptado de cada orificio de pasaje	0,11 m
a_o = área de cada orificio (lateral)	$9,503 \cdot 10^{-3}$ m ²
$N_o = A_o/a_o = 19,9$: número de orificios. Se adopta	20
$N = N_o/2$: número par de orificios de distribución	10
$H_1 = H_{máx}$: altura inicial máxima = altura del conducto en el primer par de orificios, valor adoptado	0,70 m
$H_{10} = H_{mín}$: altura final mínimo = altura del conducto en el último par de orificios, valor adoptado	0,12 m
B : ancho constante del conducto principal de solera horizontal donde se apoyan los orificios practicados de a pares en ambos muros laterales	0,50 m
$U_i = Q_i/(H_i \cdot B)$: velocidad media en el conducto principal correspondiente al par i, de altura H_i (m), caudal Q_i (m ³ /s) y a L_i = distancia (m) a partir del inicio del conducto de longitud L (m): (m/s)	
$\beta_i = 1 + \theta + \varphi (U_i/U_o)^2$ = coeficiente de cálculo en la sección del conducto correspondiente al par i, donde:	
$\theta = 0,7$ y $\varphi = 1,67$: coeficientes de Hudson para laterales cortos, (espesor del muro < 3 d_o)	

N° de cada par de orificios	Caudal Q_i L/s	Longitud L_i (m)	Altura H_i (m)	Sección A_i (n)	Velocidad U_i (m/s)	$(U_i/U_o)^2$	β_i	$1/\beta_i^{1/2}$	Caudal $Q_i \cdot \frac{(\beta_i^{1/2})}{\sum(\beta_i^{1/2})}$
1	47,250	0,454	0,7000	0,3500	0,1350	0,2916	2,18697	0,67621	4,619
2	42,525	1,362	0,6352	0,3176	0,1339	0,2869	2,17912	0,67742	4,628
3	37,800	2,270	0,5708	0,2854	0,1324	0,2805	2,16844	0,67909	4,639
4	33,075	3,178	0,5064	0,2532	0,1306	0,2729	2,15574	0,68109	4,653
5	28,350	4,086	0,4420	0,2210	0,1283	0,2634	2,13988	0,68361	4,670
6	23,625	4,994	0,3776	0,1888	0,1251	0,2504	2,11817	0,68710	4,694
7	18,900	5,902	0,3132	0,1566	0,1207	0,2331	2,08928	0,69183	4,726
8	14,175	6,810	0,2488	0,1244	0,1139	0,2076	2,04669	0,69899	4,775
9	9,450	7,718	0,1844	0,0912	0,1036	0,1717	1,98674	0,70946	4,846
10	4,725	8,626	0,1	0,0600	0,0788	0,0994	1,86600	0,73206	5,001
Σ								6,91686	47,251

* Caudal correspondiente a cada par de orificios

Tabla 9. Planilla de cálculo del distribuidor

$\eta = [(q_{10}/(q_1 - 1))] = [(5,001/4,619) - 1]$: desvío máximo entre el caudal de ingreso al lateral 10 y el 1, valor aceptable por ser inferior al 10% 0,083

- Canal de intercomunicación del líquido sedimentado del concentrador de barros y la cámara de bombeo del líquido recirculado

Q : caudal sedimentado en el concentrador 0,0378 m³/s

b : ancho adoptado del canal de sección rectangular 0,60 m

U : velocidad media adoptada del escurrimiento 0,60 m/s

h : $Q/(U \cdot b)$: tirante líquido de diseño 0,105 m

$i = (n \cdot U/R^{2/3})^2$: pendiente del fondo 1,826 ‰

Donde:

n : coeficiente de fricción de Manning 0,013

$R = h \cdot b/(2h + b)$: radio hidráulico 0,078 m

- Deshidratación

➤ Parámetros de diseño

Q_2 : caudal de líquido concentrado a deshidratar:
816,48 m³/d 34,02 m³/h

N_{fb} : número de filtros banda, uno de reserva 3

➤ Equipo adoptado

❖ Número de bombas del lavado de las tolvas	3
❖ Longitud de cada tolva	3,20 m
❖ Ancho de cada tolva	2,00 m
❖ Ancho de cada filtro banda	2,00 m
❖ Altura de cada filtro banda	1,90 m
❖ Potencia instalada	1,5 Kw
❖ Porcentajes de sólidos de la torta	15 al 20 %

• Almacenamiento del barro deshidratado en los filtros banda (torta)

P_T : peso de sólidos deshidratados diariamente (torta)	36742 Kg . ss/d
$c_T = 200 \text{ Kg/m}^3$: porcentaje de sólidos de la torta	20 %
$V_T = P_T/c_T$: volumen de la torta producida diariamente (según numeral 7.3)	183,71 m ³ /d

Se adoptan las siguientes dimensiones:

N_C : número de cámaras o recintos de almacenamiento	2
H_a : altura útil de almacenamiento en la cámara	1,25 m
H_o : revancha entre el coronamiento y la superficie almacenada	0,30 m
i : pendiente de los taludes de los muros	1:1
i' : pendiente del talud correspondiente al muro frontal de pasaje del equipo mecánico extractor del material para su disposición final	1:3
L_s longitud del fondo	26,00 m
B_s : ancho del fondo	15,00 m
A_s : área del fondo	390,00 m ²
$L_e = L_s + H_a + 3 H_a = L_s + 4 H_a$: longitud de la superficie	31,00 m
$B_e = B_s + 2 H_a$: ancho de la superficie	17,50 m
$A_e = L_e \cdot B_e$: área de la superficie de almacenamiento	542,50 m
$L_c = L_e + H_o + 3 H_o = L_e + 4 H_o$: longitud en el coronamiento	32,20 m

$B_c = B_e + 2 H_o$: ancho en el coronamiento	18,10 m
$V_a = (H_a/3) \cdot [A_e + A_s + (A_e \cdot A_s)^{1/2}]$: volumen real de cada cámara de almacenamiento	580,197 m ³
$V_A = 2 V_a$: volumen total de almacenamiento	1160,394 m ³
$t_A = V_A/V_T = 1160,394/183,71$: tiempo de permanencia de la torta producida en las cámaras (aceptable)	6,32 d
• Consumo de polielectrolito catiónico	
$d = 10$ mg/L: dosis estimada requerida en el filtro banda	0,010 Kg/m ³
$C_{pl} = d \cdot Q_2 = 0,010 \cdot 816,48$: consumo diario de polielectrolito catiónico	8,165 Kg/d
$c_{pl} = 0,1\%$: concentración de la solución de polielectrolito catiónico	1 Kg/m ³
$V_{pl} = C_{pl}/c_{pl}$: volumen diario de la solución de polielectrolito catiónico requerido diariamente	8,165 m ³ /d
C_{eq} : capacidad de cada equipo dada por el fabricante	7,2 m ³ /d
$N_t = V_{pl} / C_{eq} = 8,165/7,2 = 1,134$: número de tanques de preparación de la solución de polielectrolito catiónico. Se adopta	2

7.10.3. Laguna de Almacenamiento del Agua Sucia del Lavado de Filtros

• Caudal de diseño

$Q_{Lf} = V_L/t = 181,80/8$ min: caudal instantáneo de agua sucia del lavado de dos unidades al mismo tiempo durante 8 minutos	0,3787 m ³ /s
$Q_{Lb} = V_{Lb} / t = 27,216$ m ³ /h: caudal instantáneo de agua del lavado de los filtros de bandas durante dos turnos operativos de 8 h cada uno	0,0005 m ³ /s
$Q_d = Q_{Lf} + Q_{Lb}$: caudal instantáneo que recibe la laguna de almacenamiento	0,379 m ³ /s

Donde:

$V_{Lf} = 2 (t_1 \cdot q_{L1} + t_2 \cdot q_{L2}) \cdot A_f = 2 (3 \cdot 0,35 + 5 \cdot 0,8) \cdot 18,00$: volumen de agua de lavado simultáneo de dos filtros de la batería, de superficie $A_f = 18,00$ m ²	181,80 m ³
---	-----------------------

$$V_{Lb} = 0,2 V_{fb} = 0,2 \cdot 136,08: \text{ volumen diario (en 2 turnos) de barro a deshidratar, considerando un 20\% del agua requerida para el lavado de los filtros y del agua del proceso} \quad 27,216 \text{ m}^3$$

- Dimensionamiento de la laguna de almacenamiento del agua sucia del lavado

Se adoptan los siguientes parámetros:

i : inclinación respecto a la horizontal de los taludes del volumen tronco-piramidal	1:1
H : altura o profundidad del líquida	1,50 m
H_o : revancha entre el coronamiento y el espejo líquido	1,58 m
L_c : longitud en el coronamiento	26,16 m
B_c : ancho en el coronamiento	16,36 m
$L_e = L_c - 2H_o$: longitud del espejo líquido	23,00 m
$B_e = B_c - 2H_o$: ancho del espejo líquido	13,20 m
$A_e = L_e \cdot B_e$: área del espejo líquido	303,60 m ²
$L_s = L_e - 2H$: longitud del fondo	20,00 m
$B_s = B_e - 2H$: ancho de la base	10,20 m
$A_s = L_s \cdot B_s$: área del fondo	204,00 m
$V_L = (H/3) \cdot [A_e + A_s + (A_e \cdot A_s)^{1/2}]$: volumen líquido	378,233 m ³
$t = V/Q_d = 378,233/0,379 = 998$ s: lapso de permanencia hidráulica	16,63 min

Este valor se considera aceptable teniendo en cuenta que es una reserva de la descarga continua desde la batería de filtros hacia la cámara de aspiración del líquido recirculado a la cámara de carga. Se diseña descarga periódica del fondo hacia aquella cámara para su limpieza.

- Conductos de entrada y de la laguna de almacenamiento

Q_d : caudal de diseño	0,378 m ³ /s
$Q_d \cdot n / (D^{8/3} \cdot i^{1/2})$: coeficiente para $h/D = 0,9$ de las Tablas de Woodward y Posey	0,3325
D : diámetro adoptado de cada conducto	0,500 m

Entonces:

$$i = [0,378 \cdot 0,012 / (0,500^{8/3} \cdot 0,3325)]^2: \text{pendiente de la cañería a gravedad} \quad 0,711 \%$$

$$\Delta h_1 = L_1 \cdot i = 16,50 \cdot 0,0071: \text{desnivel del conducto desde batería de filtros hasta la laguna, de } L_1 = 16,50 \text{ m} = 0,117 \text{ m. Se adopta} \quad 0,12 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 = L_2 \cdot i = 50,00 \cdot 0,0071: \text{desnivel del conducto desde la laguna hasta la cámara de bombeo del líquido recirculado, para } L_2 = 55,00 \text{ m} \quad 0,39 \text{ m}$$

7.10.4. Sistema de Impulsión

- Del barro depositado en las tolvas de la batería de sedimentadores

- Dimensionamiento de la cámara de aspiración

$$Q = 0,03 \quad Q_T = 0,03 \cdot 1,575: \text{caudal total depositado en las tolvas} \quad 0,04725 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_B = 1,25 Q: \text{caudal a impulsar al concentrador del barro} \quad 0,059 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_b: \text{permanencia hidráulica adoptada en la cámara de bombeo} \quad 300 \text{ s}$$

$$V_b = Q_B \cdot t_b = H \cdot L \cdot B: \text{volumen útil de la cámara de bombeo} \quad 14,175 \text{ m}^3$$

$$H = N_{\text{máx}} - N_{\text{mín}} = \text{altura líquida adoptada del volumen útil} \quad 1,50 \text{ m}$$

$$A = V_b/H = \text{superficie de la cámara} \quad 9,45 \text{ m}^2$$

$$B = (A/2)^{1/2} = 2,17 \text{ m: ancho de la cámara. Se adopta} \quad 2,20 \text{ m}$$

$$L = 2B: \text{longitud de la cámara} \quad 4,40 \text{ m}$$

- Potencia de cada electrobomba

$$N_b: \text{número de electrobombas operando en paralelo, más una de reserva} \quad 2$$

$$Q_b = Q_B/N_b: \text{caudal de bombeo de cada equipo} \quad 0,0295 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$P_m = 1,25 Q_b \cdot \rho \cdot H_m (K \cdot \eta_b): \text{potencia nominal de cada electrobomba} \quad 2 \text{ HP}$$

Donde:

$$\rho: \text{masa específica del agua a } T = 15^\circ\text{C} \quad 999,13 \text{ Kg/m}^3$$

H_m : altura manométrica adoptada	2,75 m
K : relación de potencias	76,04 (Kg.m/s)/HP
η_b : eficiencia mecánica de la bomba	0,65
➤ Conducto de impulsión al concentrador de barros	
U_i : velocidad media de impulsión	1,20 m/s
$A_i = Q_B/U_1 = \pi \cdot D_i^2/4$: área de pasaje del conducto	0,0492 m ²
$D_i = (4A_i/\pi)^{1/2}$: diámetro del conducto. Se adopta	0,250 m
• Del líquido recirculado a la cámara de carga	
➤ Dimensionamiento de la cámara de bombeo	
$Q_t = 0,0481$ $Q_T = 0,0481 \cdot 1,575$: caudal total a recircular	0,0758 m ³ /s
$Q_B = 1,25 Q$: caudal total a impulsar a la cámara de carga	0,09475 m ³ /s
t_b : permanencia hidráulica adoptada en la cámara	300 s
$V_b = Q_B \cdot t_b \cdot H \cdot L \cdot B$: volumen útil de la cámara	28,425 m ³
$H = N_{\max} - N_{\min}$: altura líquida adoptada	1,80 m
$A = V_b/H = L \cdot B$: superficie de la cámara	15,792 m ²
B : ancho de la cámara	2,80 m
$L = 2B$: longitud de la cámara	5,60 m
N_b : número de electrobombas operando en paralelo, más una de reserva	2
$Q_b = Q_B/N_b$: caudal de impulsión de cada equipo	0,0474 m ³ /s
$P_m = 1,25 Q_b \cdot \rho \cdot H_m/(K \cdot \eta_b)$: potencia nominal del motor de cada electrobomba. Se adopta	5,5 HP
Donde:	
ρ : masa específica del agua a una temperatura $T = 15^\circ\text{C}$	999,13 Kg/m ³
H_m : altura manométrica estimada en la impulsión	5,00 m

K : relación de potencias 76,04 (Kg . m/s)/HP

η_b : eficiencia mecánica de la bomba 0,70

➤ Conducto de impulsión

U_i : velocidad media de impulsión adoptada 1,30 m/s

$A_i = Q_B/U_i = \pi \cdot D_i^2/4$: área de pasaje del conducto 0,073 m²

$D_i = (4^a_i/\pi)^{1/2}$: diámetro del conducto. Se adopta 0,300 m

Donde:

Q_B : caudal impulsado a la cámara de carga 0,09475 m³/s

7.11. ALTERNATIVA DE DESINFECCIÓN CON UTILIZACIÓN DE DIÓXIDO DE CLORO

Dadas las características del agua a tratar, especialmente en su contenido de materia orgánica y la existencia estacional de algas, es importante evaluar la alternativa de utilizar Dióxido de Cloro como desinfectante.

7.11.1. Dosis ClO_2 Equivalente

Media 0,5 mg/l

Máxima 0,8 mg/l

Mínima 0,2 mg/l

7.11.2. Consumos

Medio 68,04 Kg/d

Máximo 113,4 Kg/d

Mínimo 22,68 Kg/d

7.11.3. Generación del ClO_2

Componentes

Hipoclorito de Sodio (solución al 7%) 16,7 l/h

Ácido clorhídrico (solución al 33%) 36,2 l/h

Clorito de Sodio (solución al 31%)	6,6 l/h
------------------------------------	---------

Tanques almacenamiento dilución reactivos

Cantidad tanques	6 u
------------------	-----

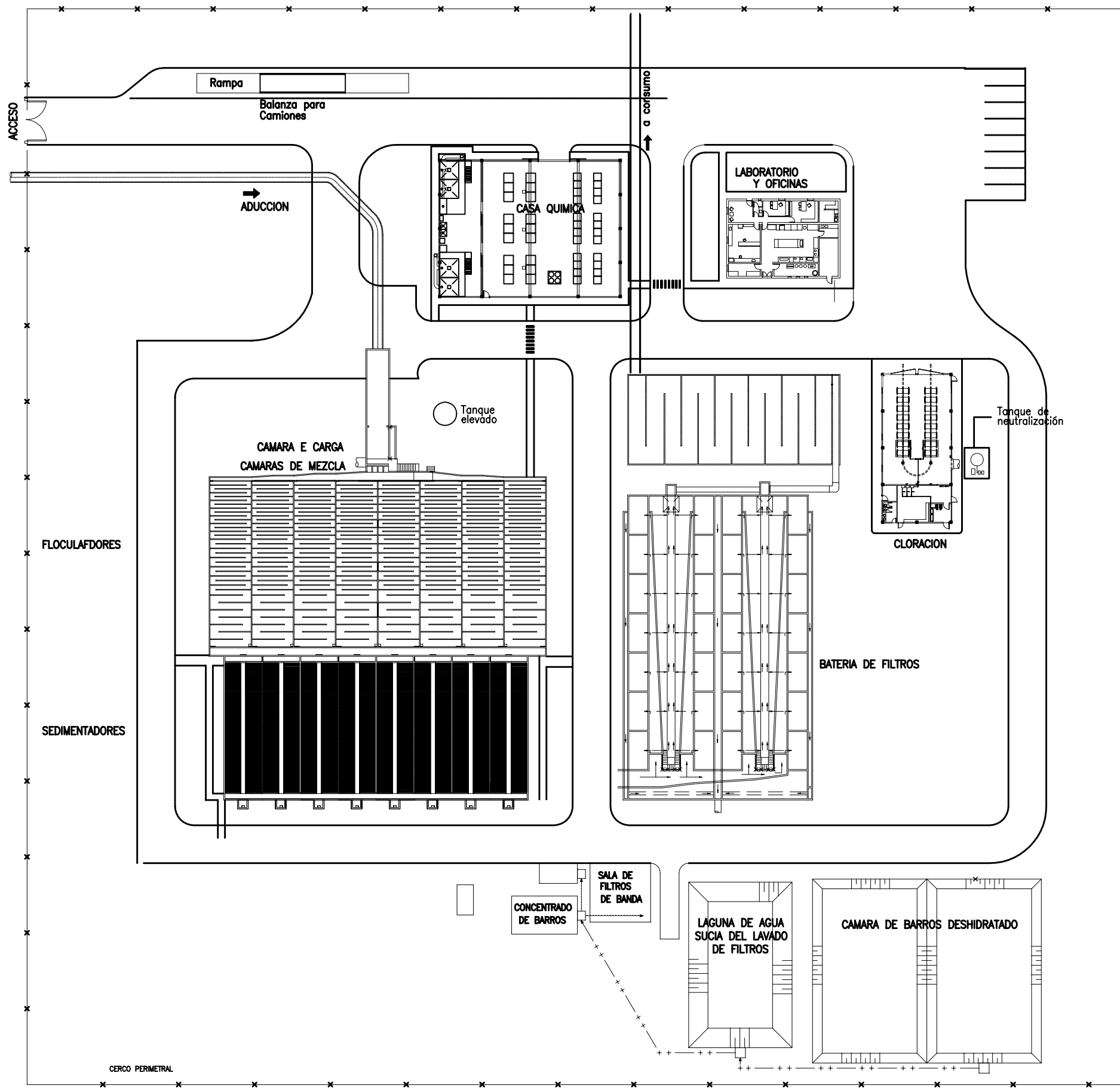
Volumen unitario	0,5 m ³
------------------	--------------------

Cámara de reacción	4,96 l
--------------------	--------

El resto de las características del equipamiento deben ser indicadas por el proveedor del mismo.

8. BIBLIOGRAFÍA

- A Necessidade da Visão Sistêmica de Estações de Tratamento de Água Frente Aos Resíduos Gerados. João Sergio Cordeiro, José Roberto Campos. Departamento de Hidráulica e Saneamento – EESC / USP – São Carlos. 1993.
- Handbook of Chlorination. White. Second Edition. Van Nostrand Reinhold, 1985.
- Hidráulica Aplicada as Estações de Tratamento de Água. Marcos Rocha Vianna. 3ª Edicao. 1997.
- Management of Water Treatment Plant Residuals. American Water Works Association / American Society of Civil Engineers / United States Environmental Protection Agency. 1996.
- Métodos e Técnicas de Tratamento de Água. Luiz Di Bernardo. ABES, 1993.
- Tratamento de Água - Tecnologia Atualizada. Richter, Azevedo Netto. 1991.
- Water Clarification Processes - Practical design and Evaluation. Herbert Hudson. Van Nostrand Reinhold.
- Water Quality and Treatment. American Water Works Association. Fourth Edition. 1990.
- Water Treatment Handbook. Degremont. Sixth Edition. 1991.
- Water Treatment Plant Design. American Water Works Association / American Society of Civil Engineers. Second Edition. 1990. Third Edition 1998.
- Water Treatment Plant Design. Sanks. Ann Arbor Science. 1982.



NOTAS:

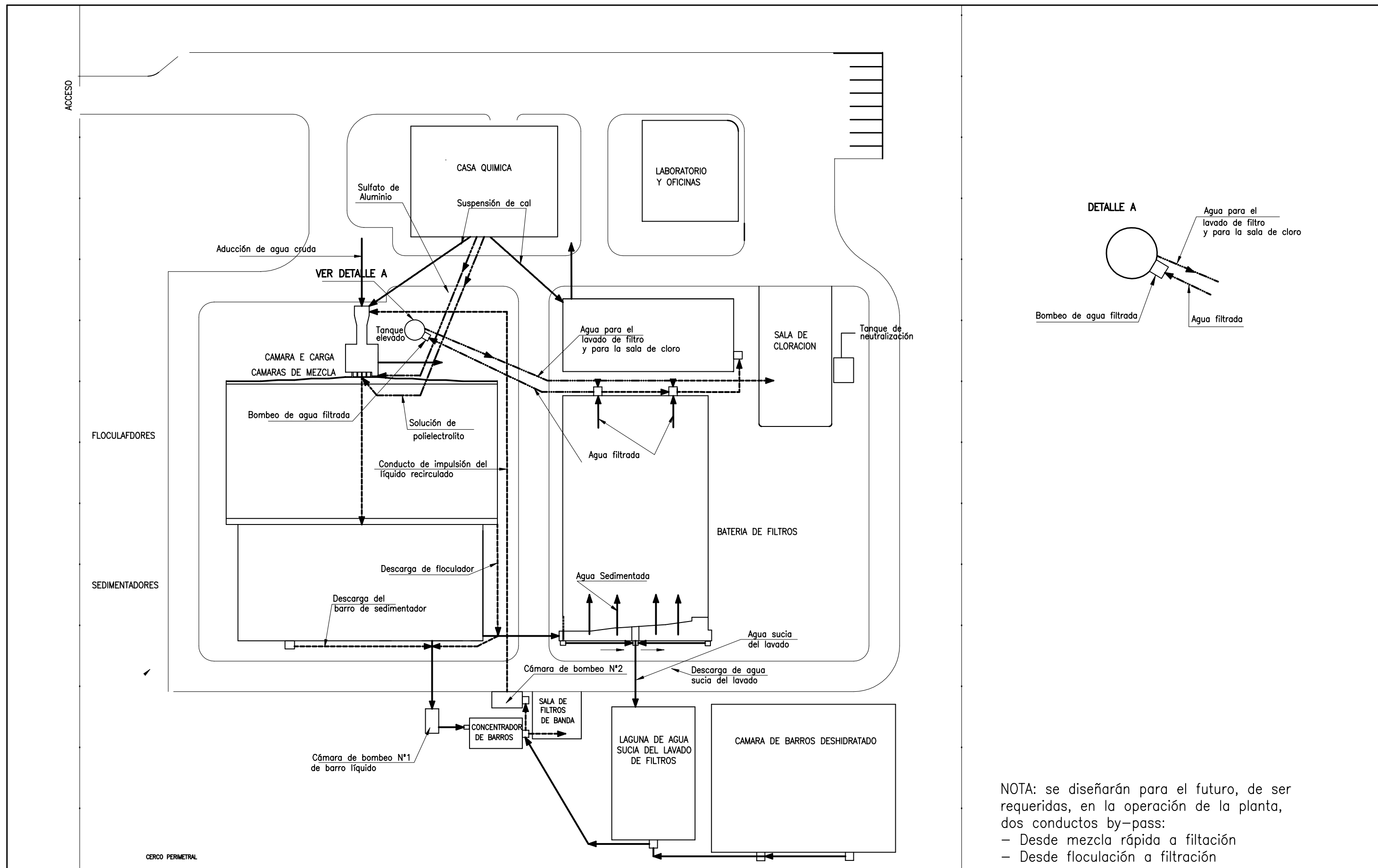
REF.			
	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



PODER EJECUTIVO NACIONAL
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

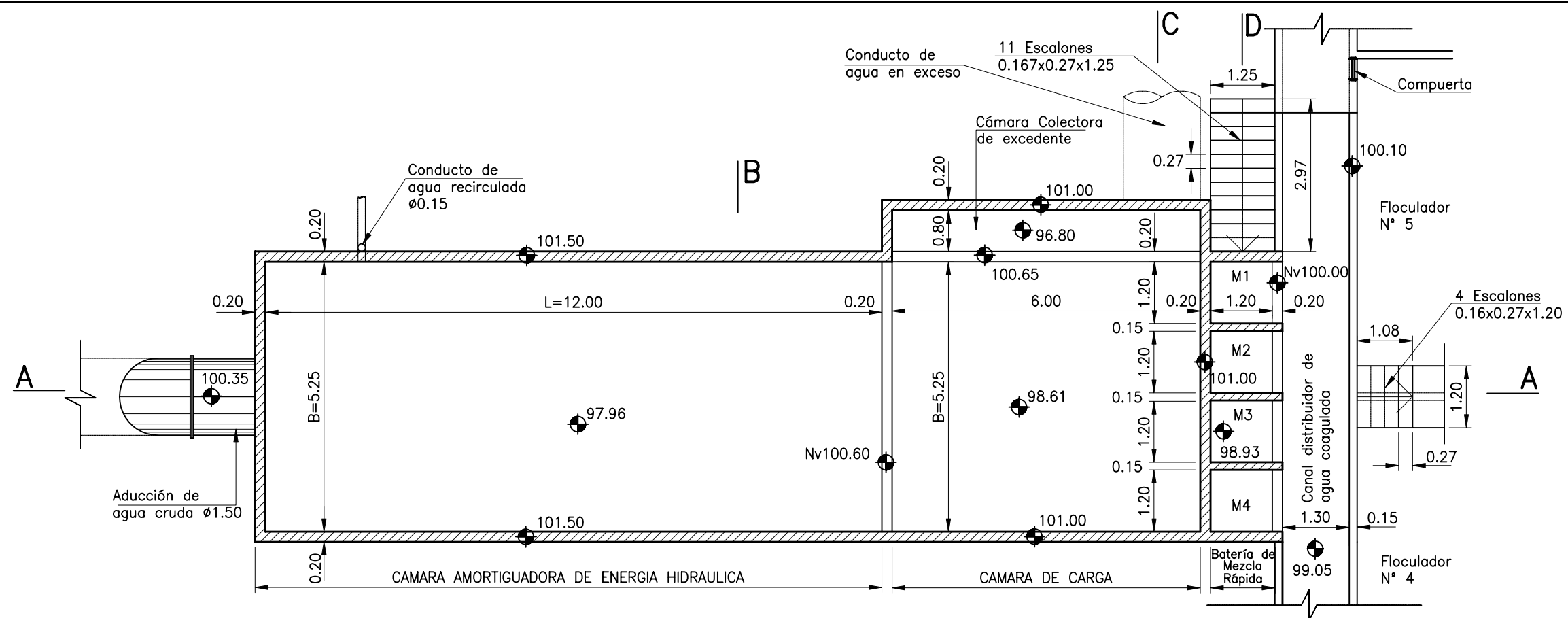
TITULO: PLANTA DE POTABILIZACION DE CAUDAL Q=1.575 m3/s
IMPLANTACION GENERAL
PLANTA

Proy.	N° 1	HOJA
Dibujo	Fecha	
Ing.Proy.	Escala	

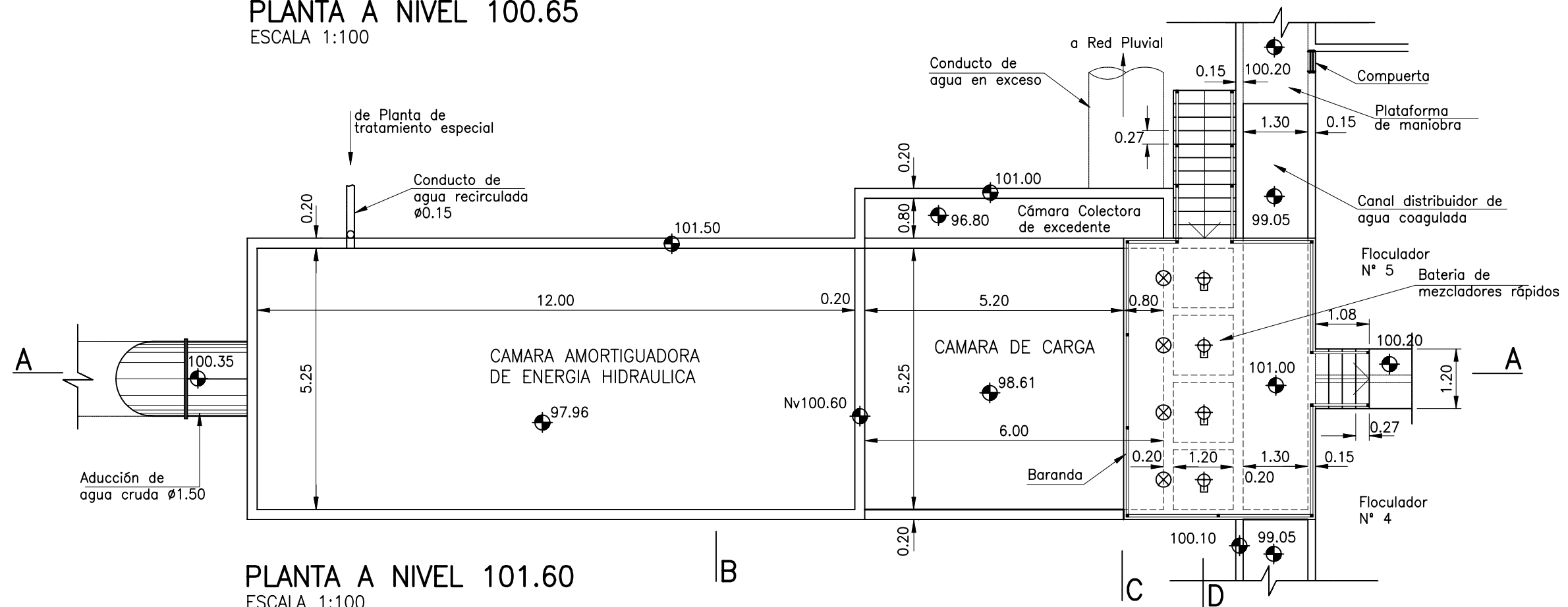


NOTA: se diseñarán para el futuro, de ser requeridas, en la operación de la planta, dos conductos by-pass:

- Desde mezcla rápida a filtración
- Desde floculación a filtración



PLANTA A NIVEL 100.65
ESCALA 1:100



PLANTA A NIVEL 101.60
ESCALA 1:100

NOTAS:

REF.	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO

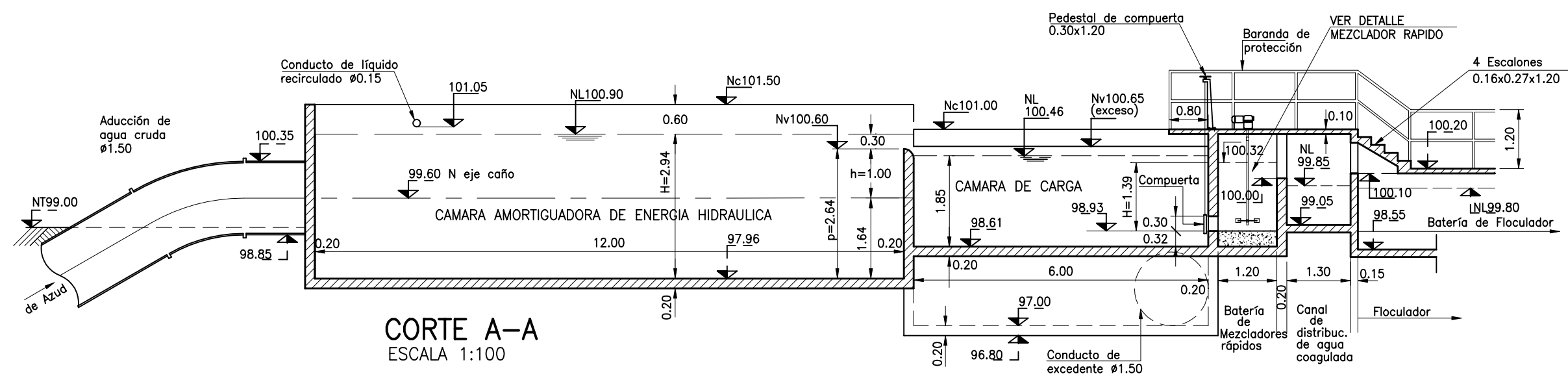


PODER EJECUTIVO NACIONAL
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

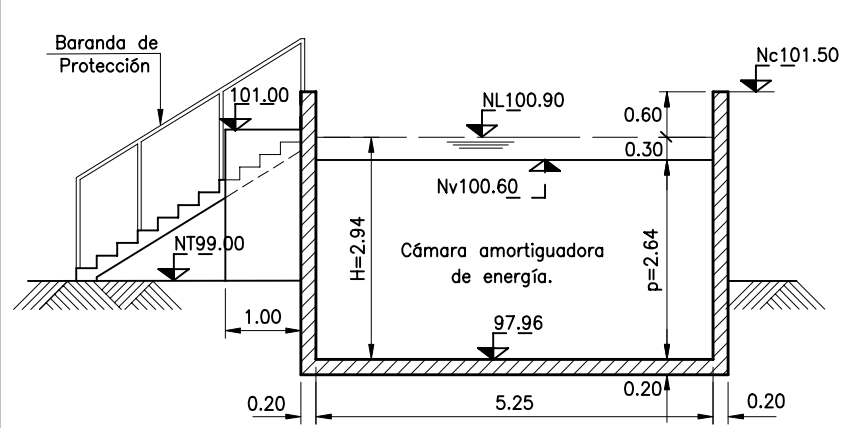
TITULO: PLANTA DE POTABILIZACION DE CAUDAL Q=1,575m³/s
CAMARA DE AMORTIGUACION DE ENERGIA Y DE CARGA
PLANTAS

Proy.	N° 2	HOJA
Dibujo	Fecha	
Ing.Proy.	Escala 1:100	

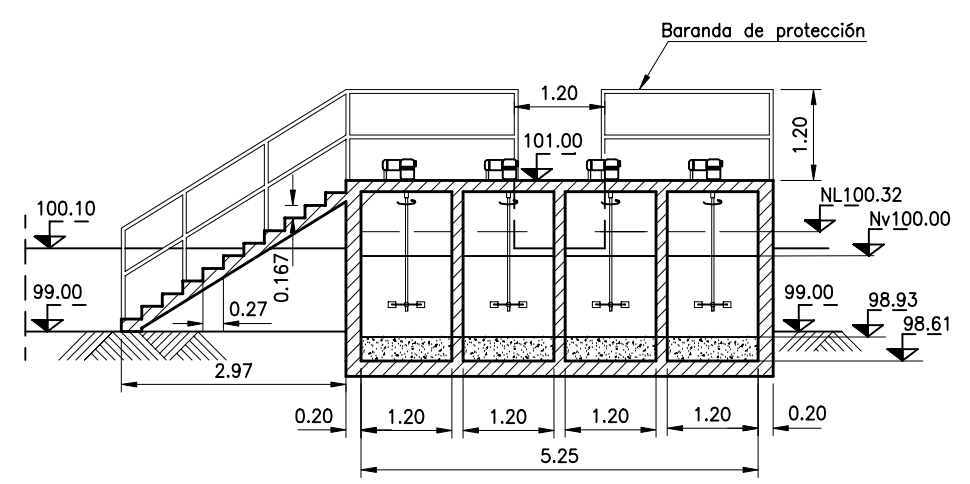
1 de 2



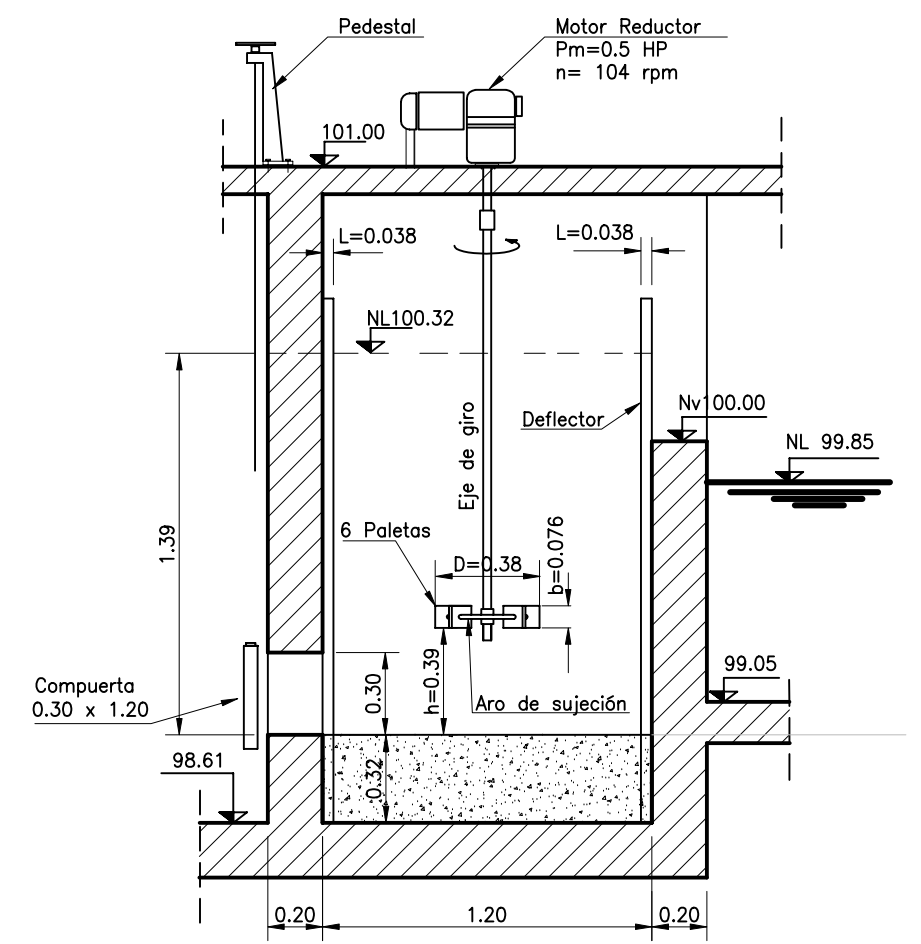
CORTE A-A
ESCALA 1:100



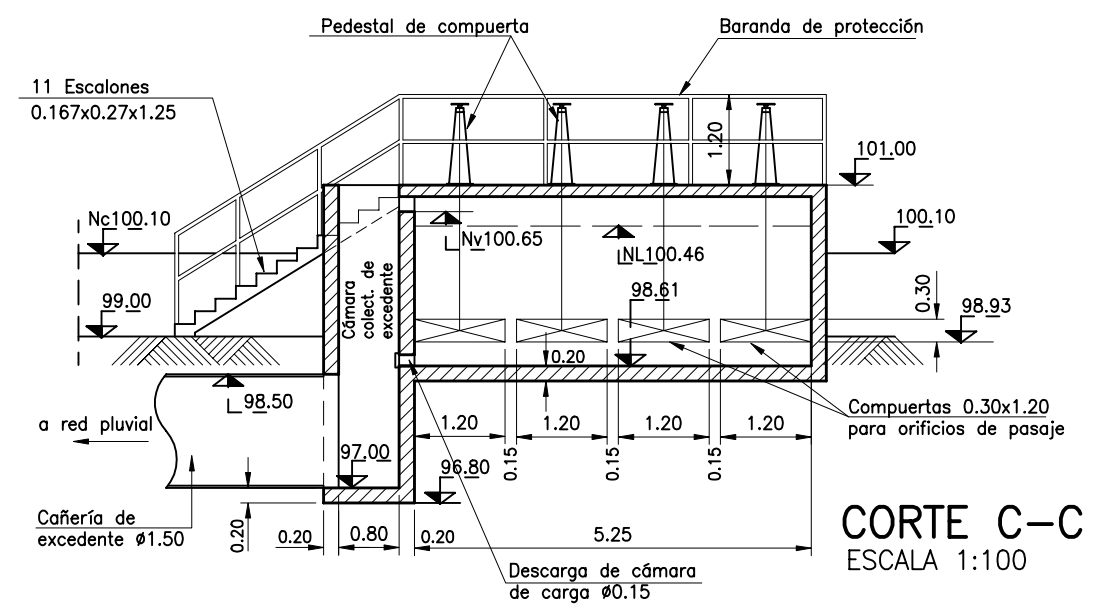
CORTE B-B
ESCALA 1:100



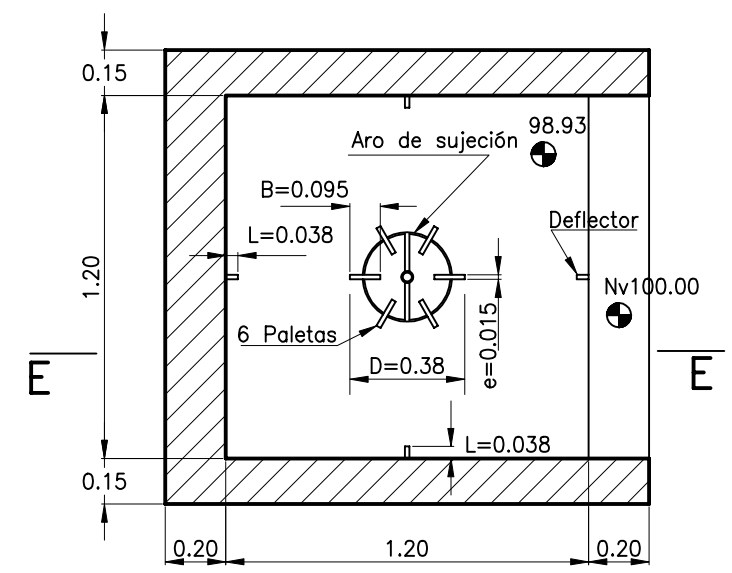
CORTE D-D
ESCALA 1:100



CORTE E-E
BATERIA DE MEZCLA RAPIDA
ESCALA 1:25

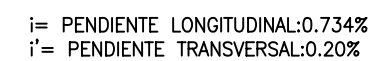


CORTE C-C
ESCALA 1:100



PLANTA



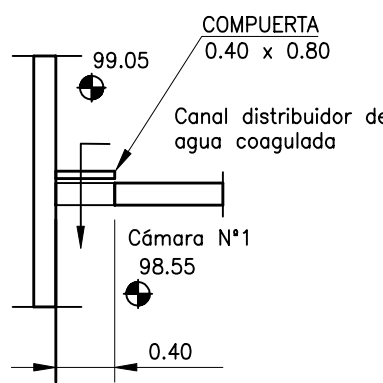


PLANTA POR NIVEL 99.05
ESCALA 1:100

Proy.	N° 3	
Dibujo	Fecha	HOJA 2.de.3.
Ing.Prov.	Escala	

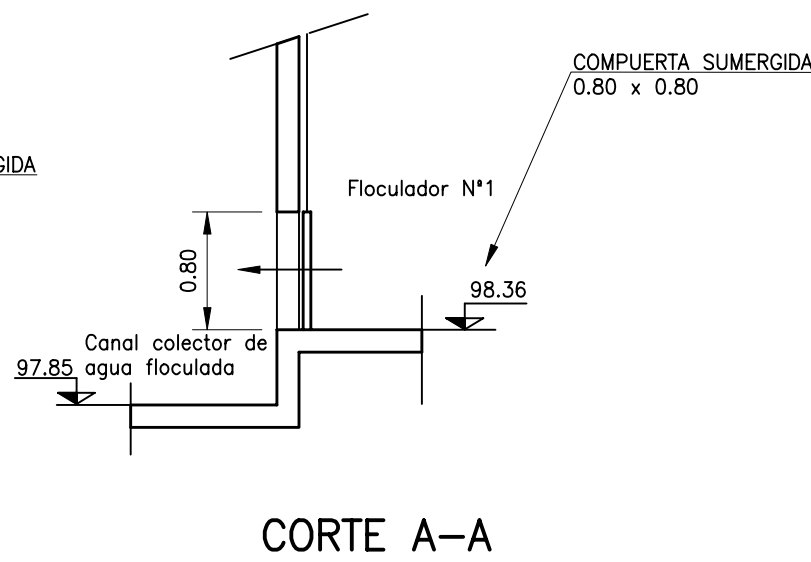
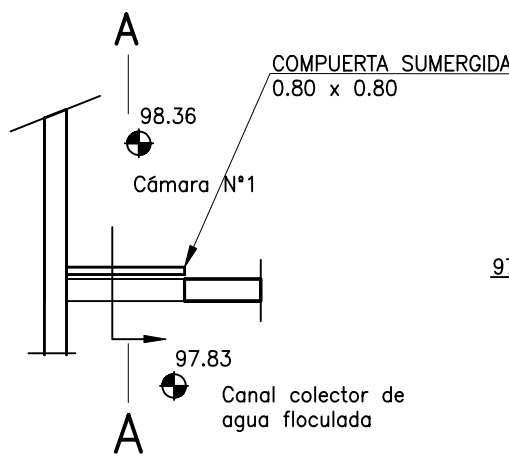
REF.			
	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO

DETALLE 1
ESCALA 1:50



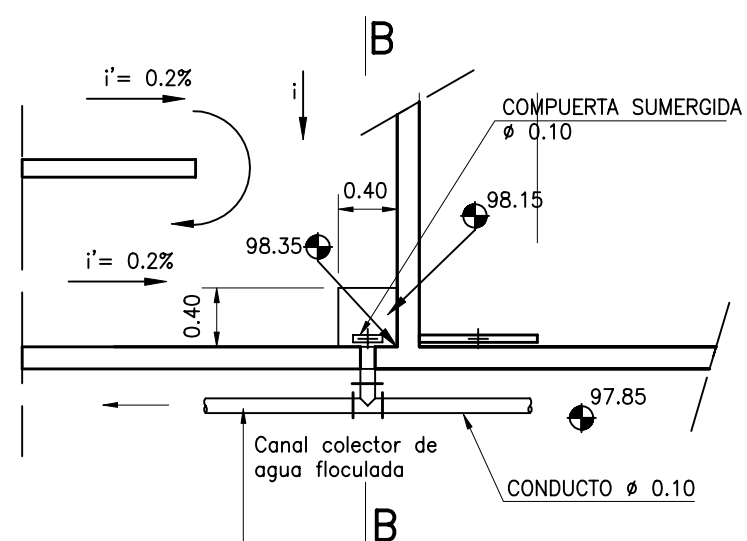
PLANTA POR 98.36

DETALLE 2
ESCALA 1:50



CORTE A-A

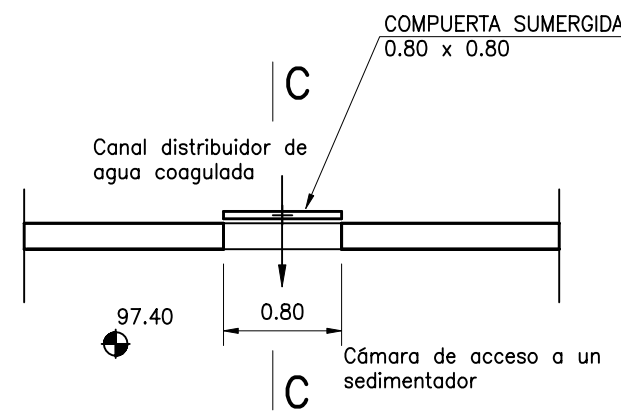
DETALLE 3
ESCALA 1:50



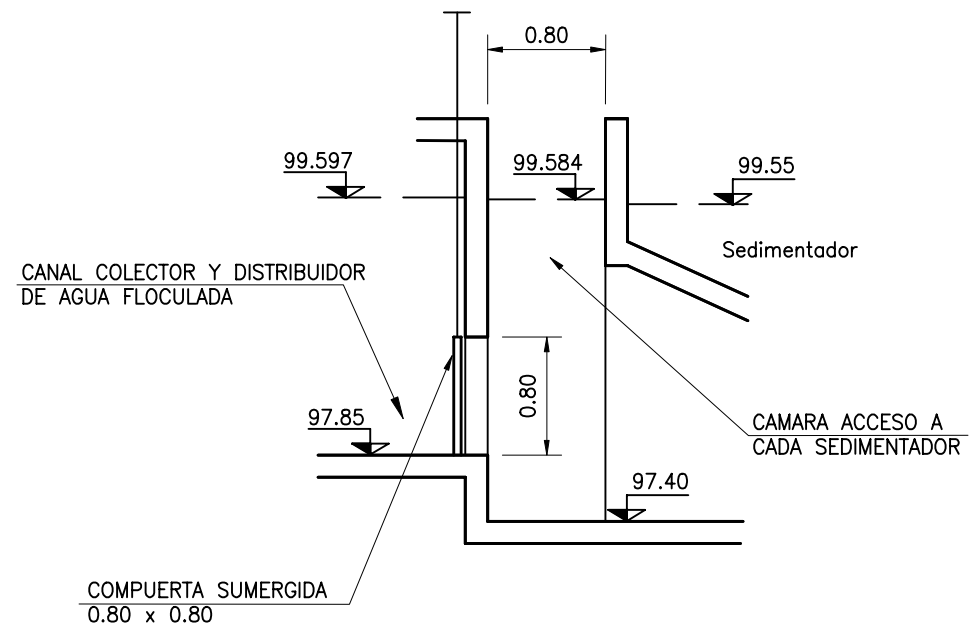
A CAMARA DE BOMBEO DE BARROS
DERIVADOS DE TOLVA DE SEDIMENTADORES

PLANTA POR 98.40

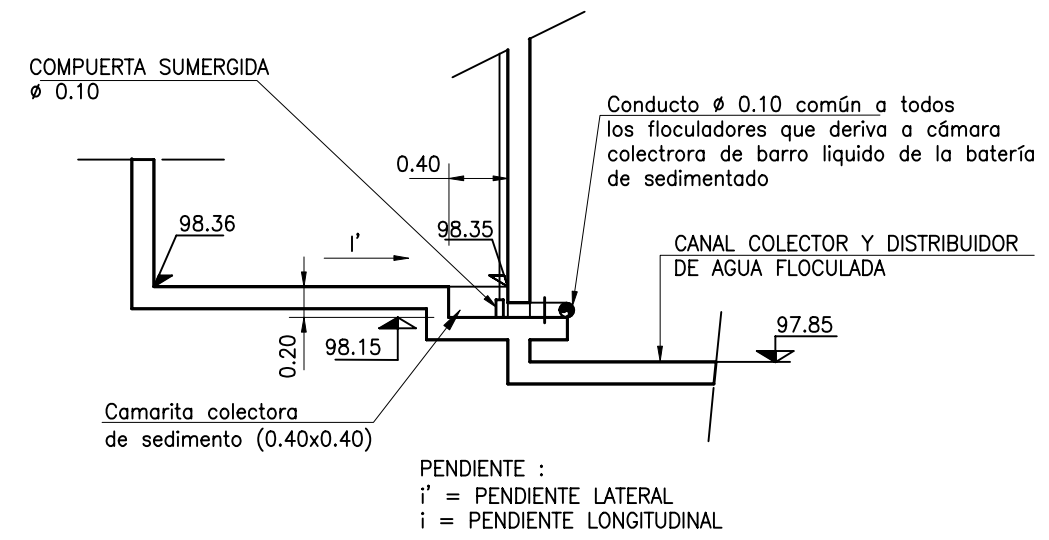
DETALLE 4
ESCALA 1:50



PLANTA POR 97.85



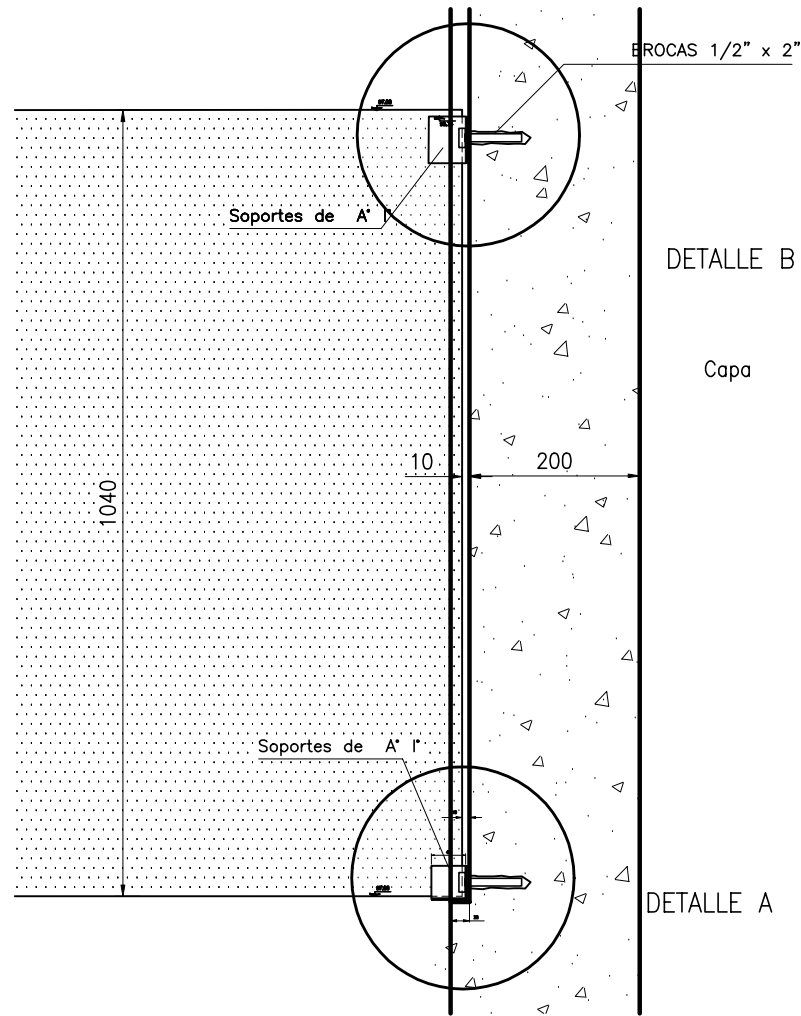
CORTE C-C



CORTE B-B

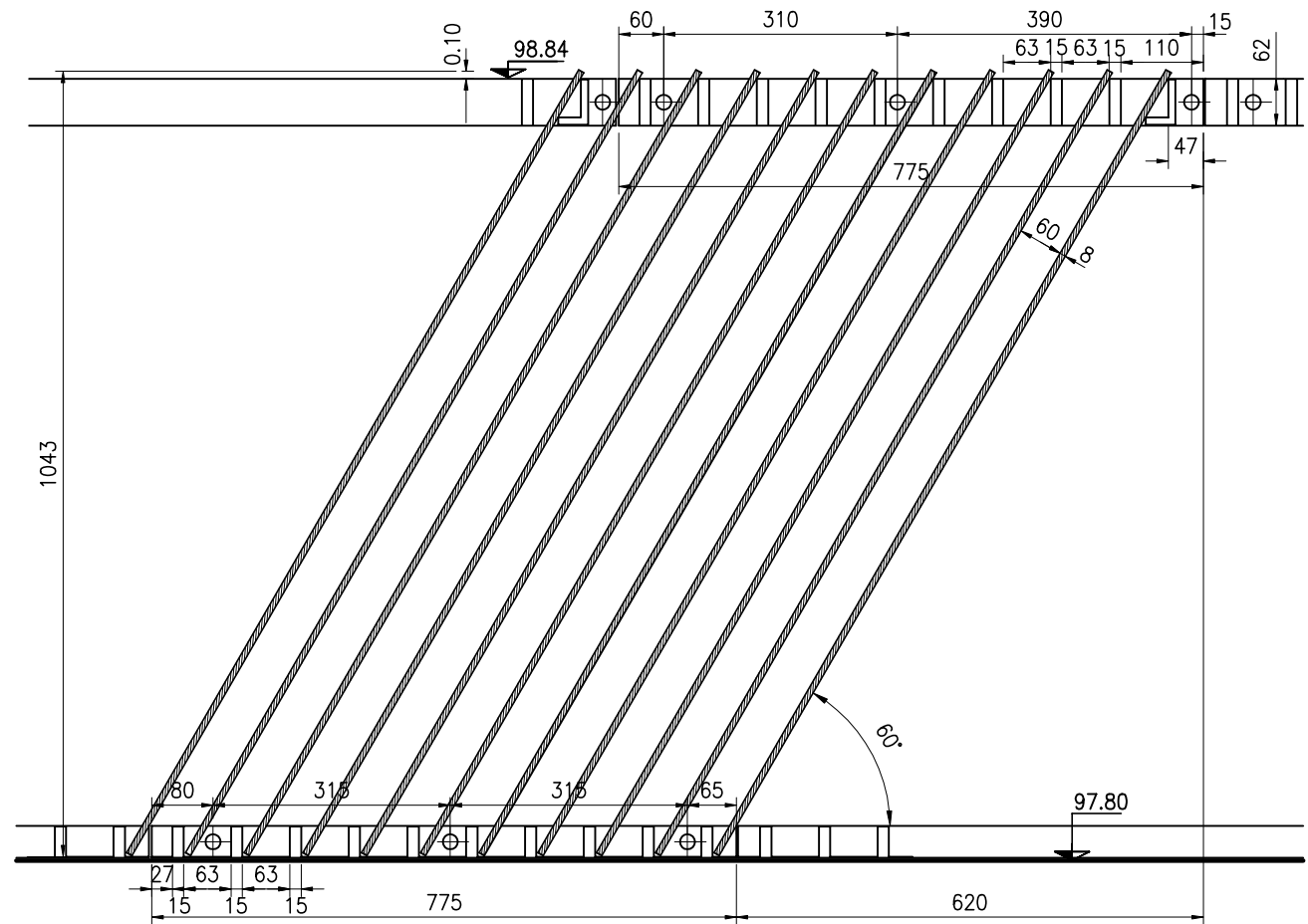
Sección Transversal

ESCALA 1:10



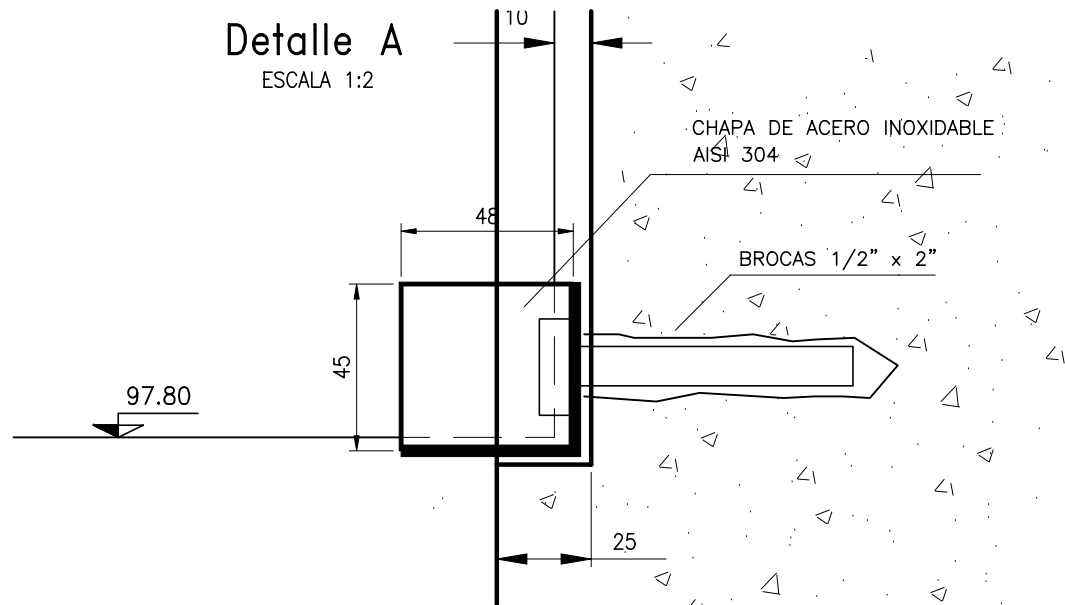
Detalle de Placas Sedimentadoras

ESCALA 1:10



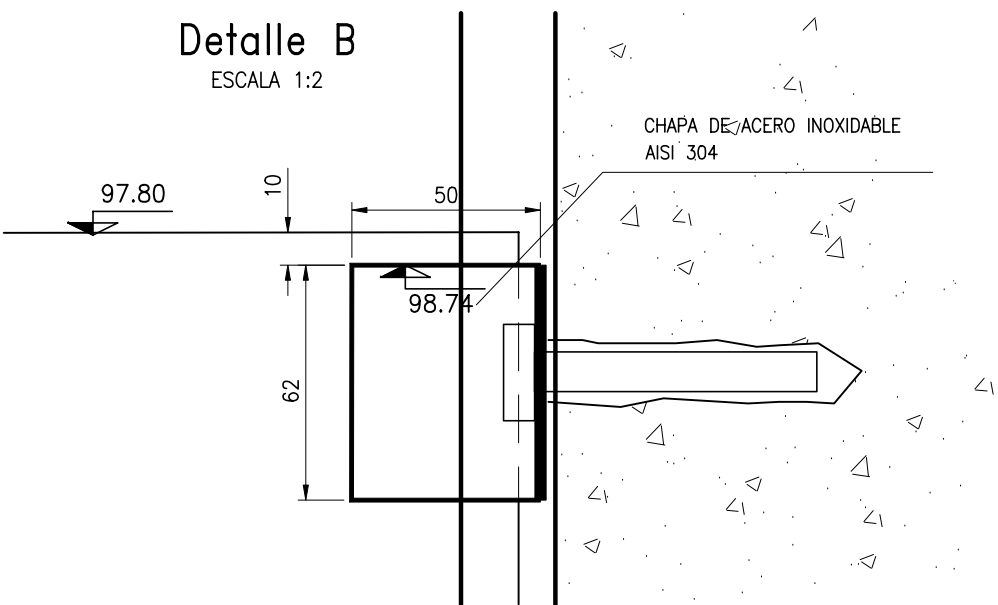
Detalle A

ESCALA 1:2



Detalle B

ESCALA 1:2



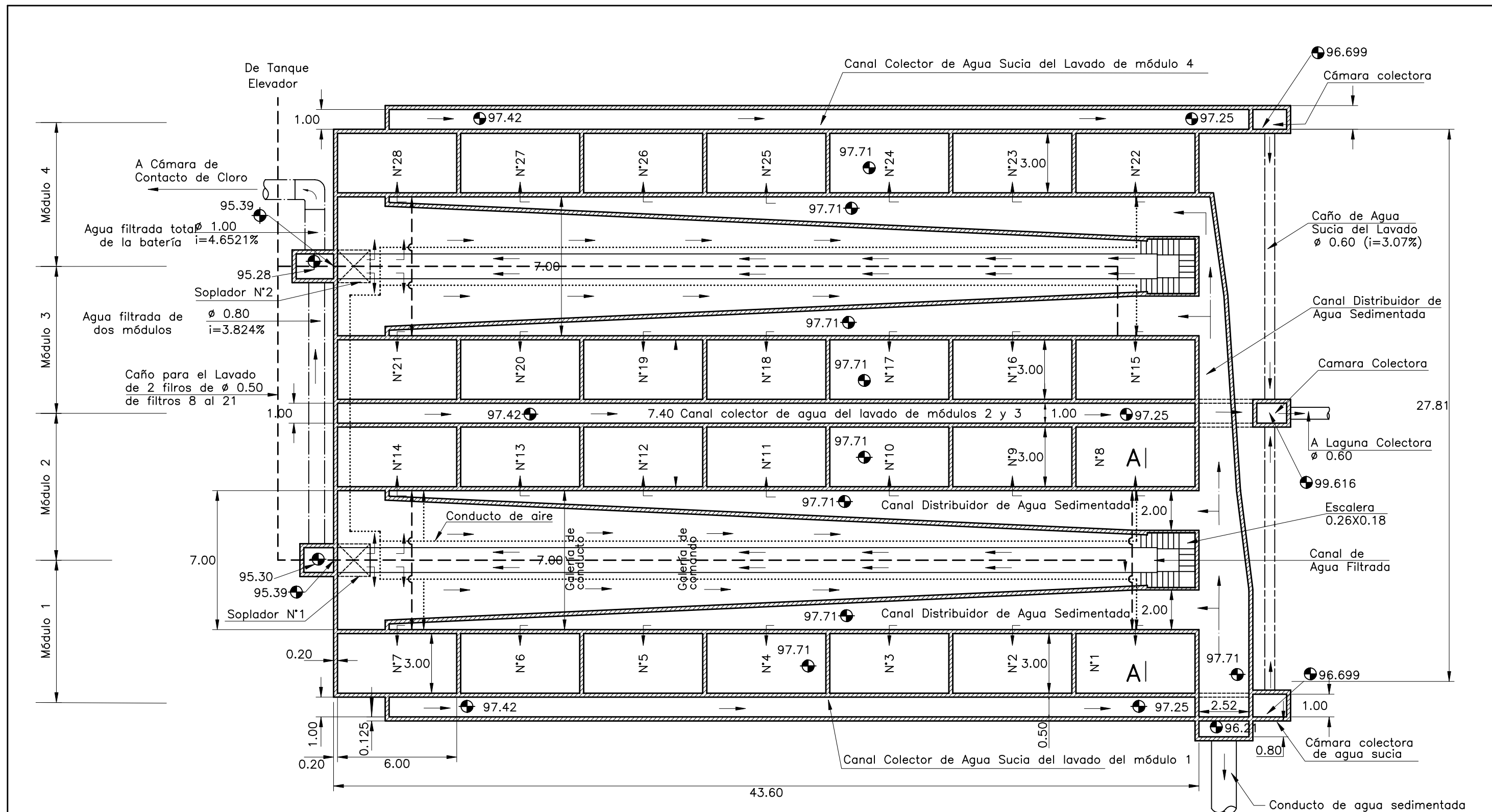
NOTAS:



PODER EJECUTIVO NACIONAL
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

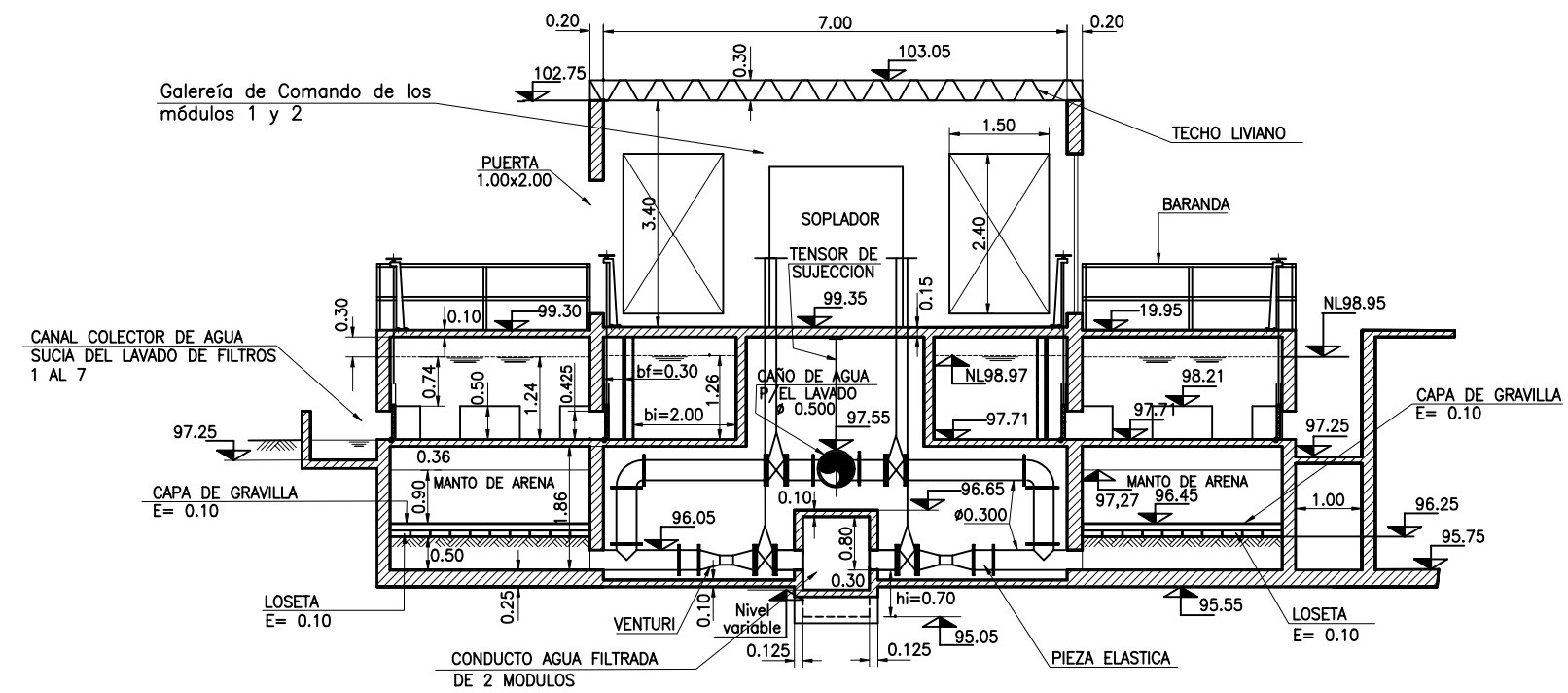
REF.	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO

TITULO:	PLANTA DE POTABILIZACION DE CAUDAL DE DISEÑO = 1.575 m3/s	Proy.	N° 4	HOJA
	PLACAS SEDIMENTADORES - DETALLES	Dibujo	Fecha	
		Ing.Proy.	Escala 1:10/2	.4.de.4..



PLANTA NIVEL 99.05
 ESCALA 1:200

- — — — — CONDUCTO DE AGUA FILTRADA
- - - - - CONDUCTO DE AGUA PARA EL LAVADO
- — — — — CONDUCTO DE AGUA SUCIA DEL LAVADO
- CONDUCTO DE AIRE

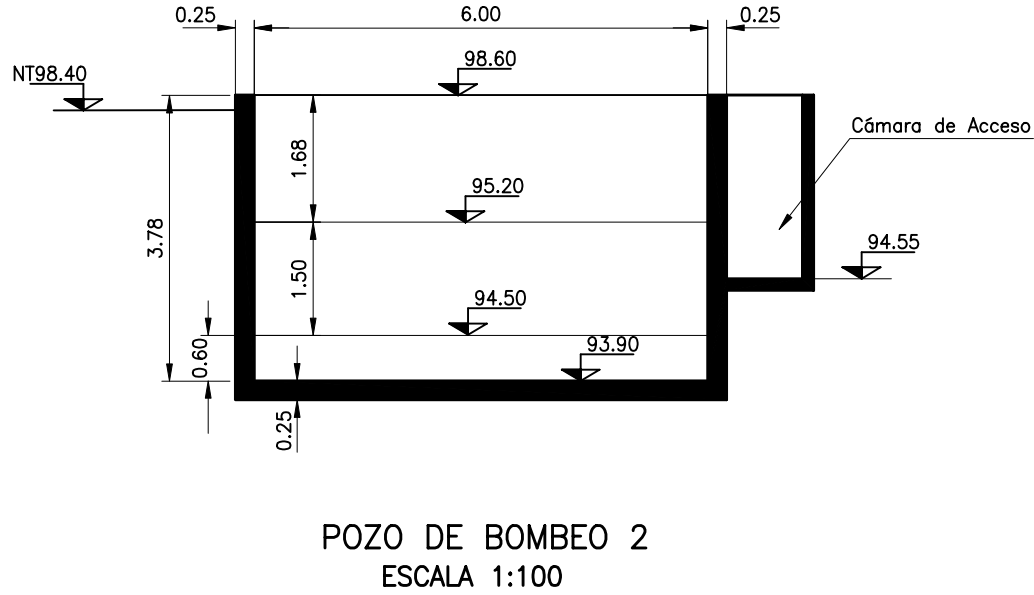
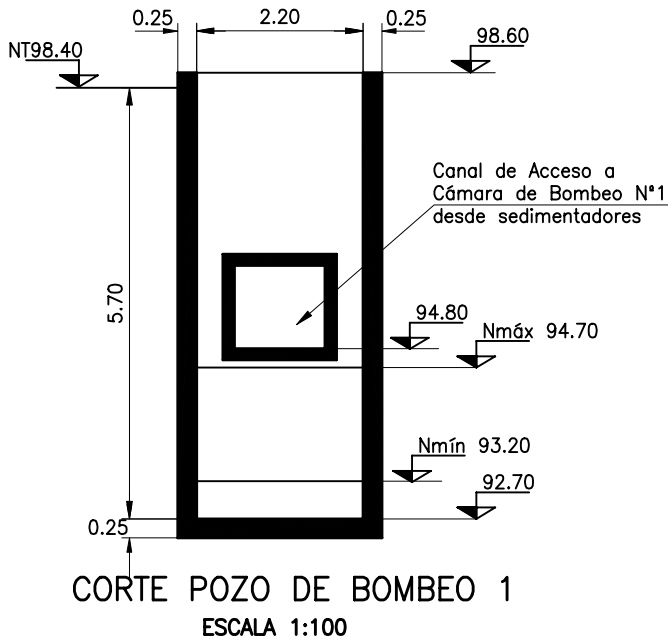
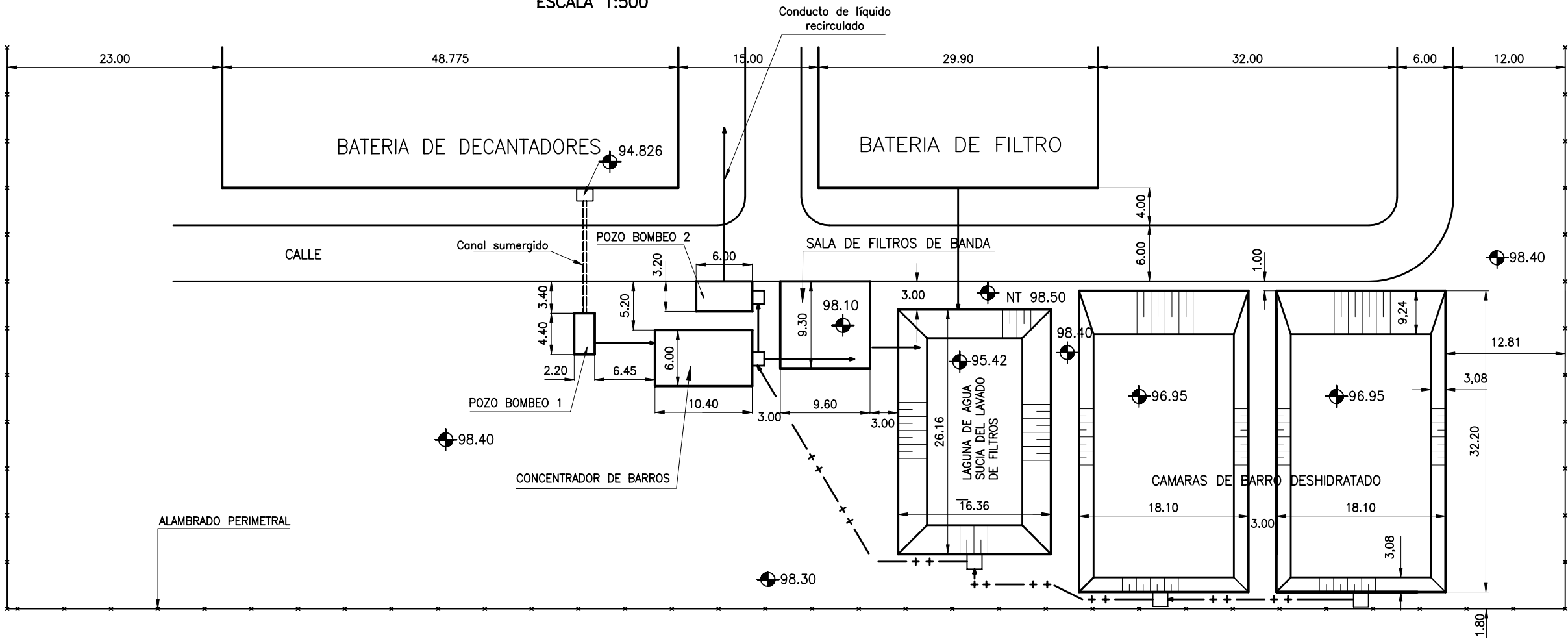


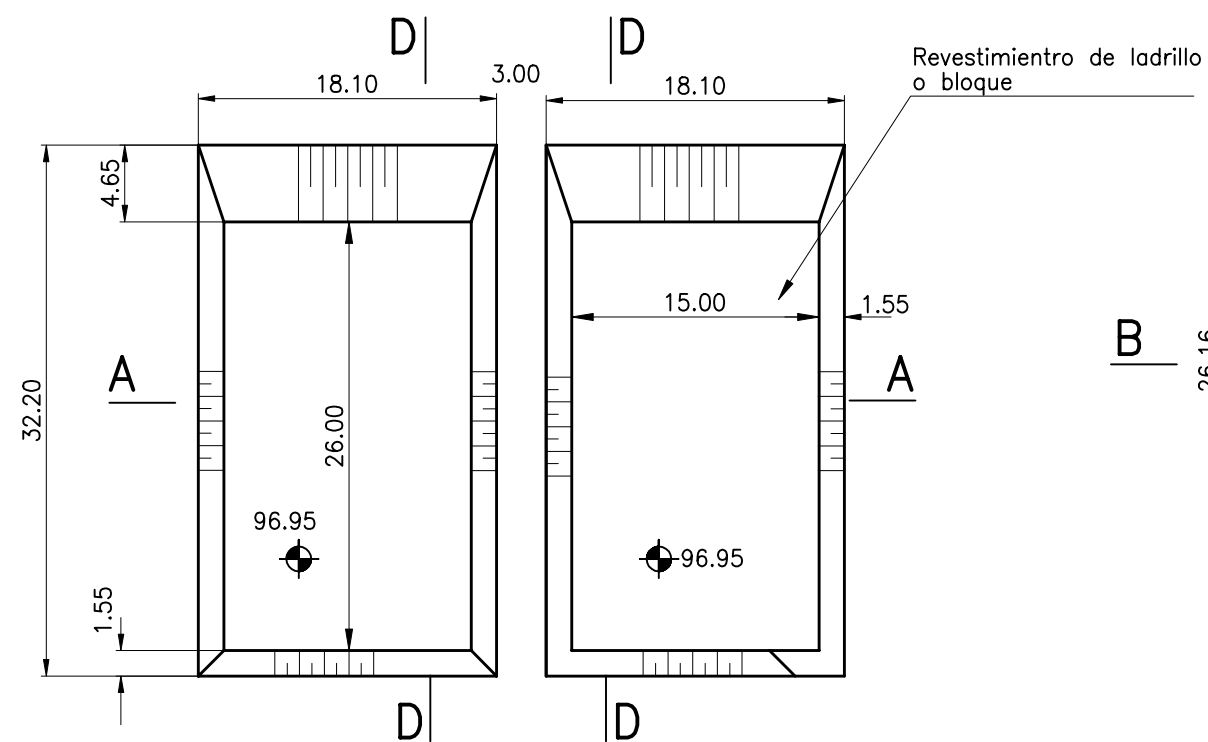
Proy.	N° 5	
Dibujo	Fecha	HOJA
Ing.Proy.	Escala 1:100	3.de.3.

REF.			
	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO

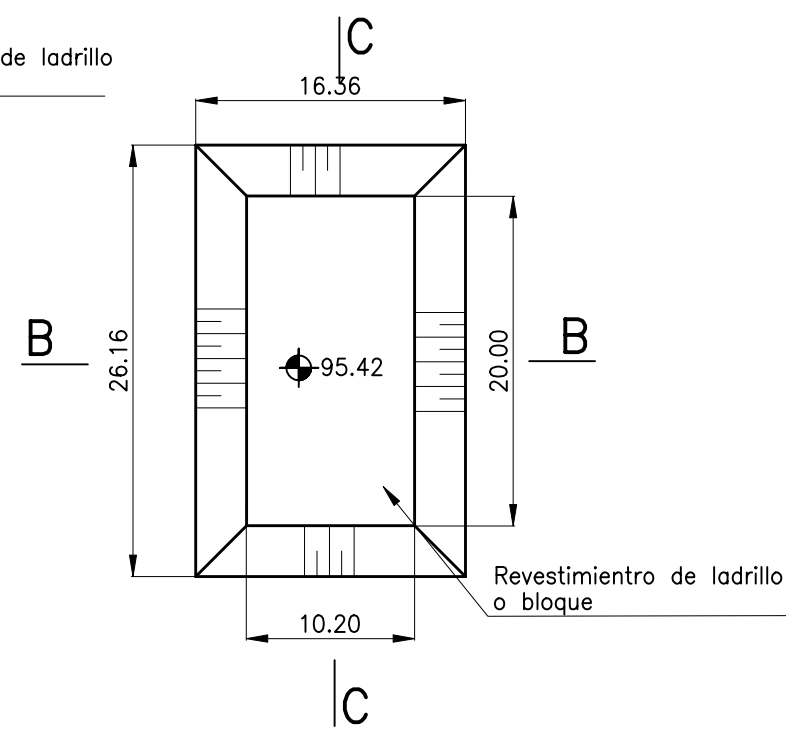
PLANTA ESPECIAL DE TRATAMIENTO
DE LOS RESIDUOS LIQUIDOS

ESCALA 1:500



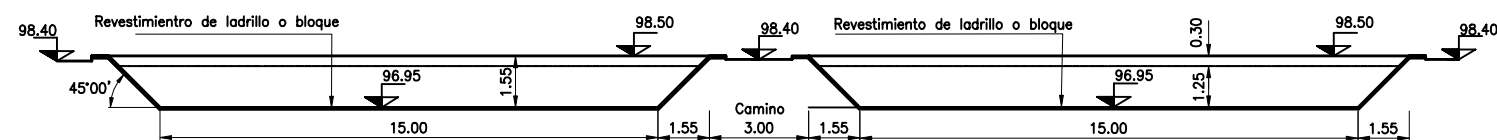


CAMARAS DE BARROS
DESHIDRATADO

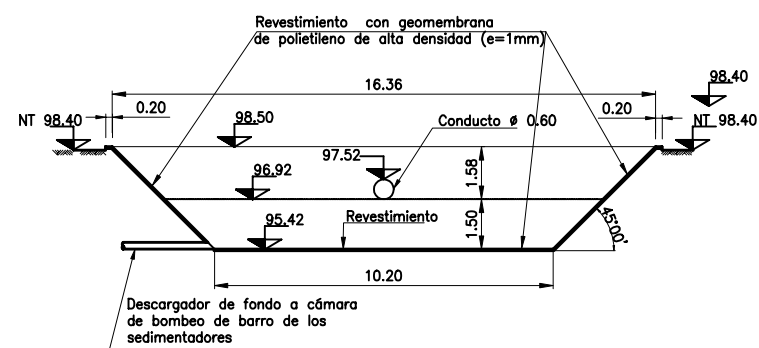


LAGUNA DE
ALMACENAMIENTO

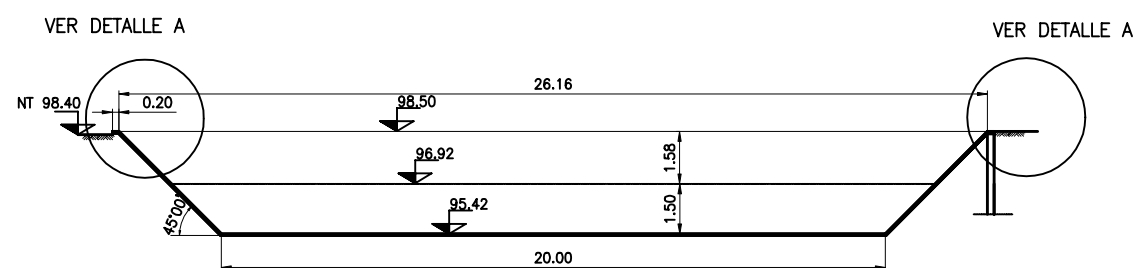
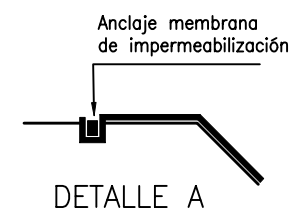
PLANTA
ESCALA 1:500



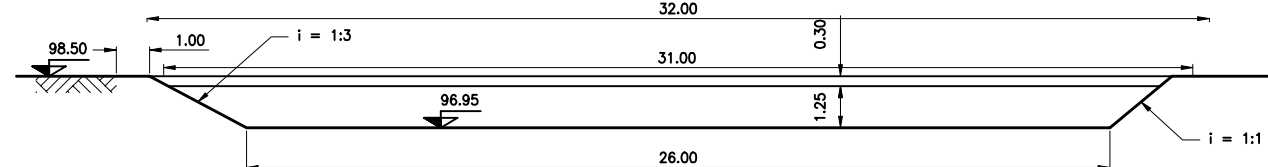
CORTE A-A
ESCALA 1:200



CORTE B-B
ESCALA 1:200



CORTE C-C
ESCALA 1:200



CORTE D-D
ESCALA 1:200

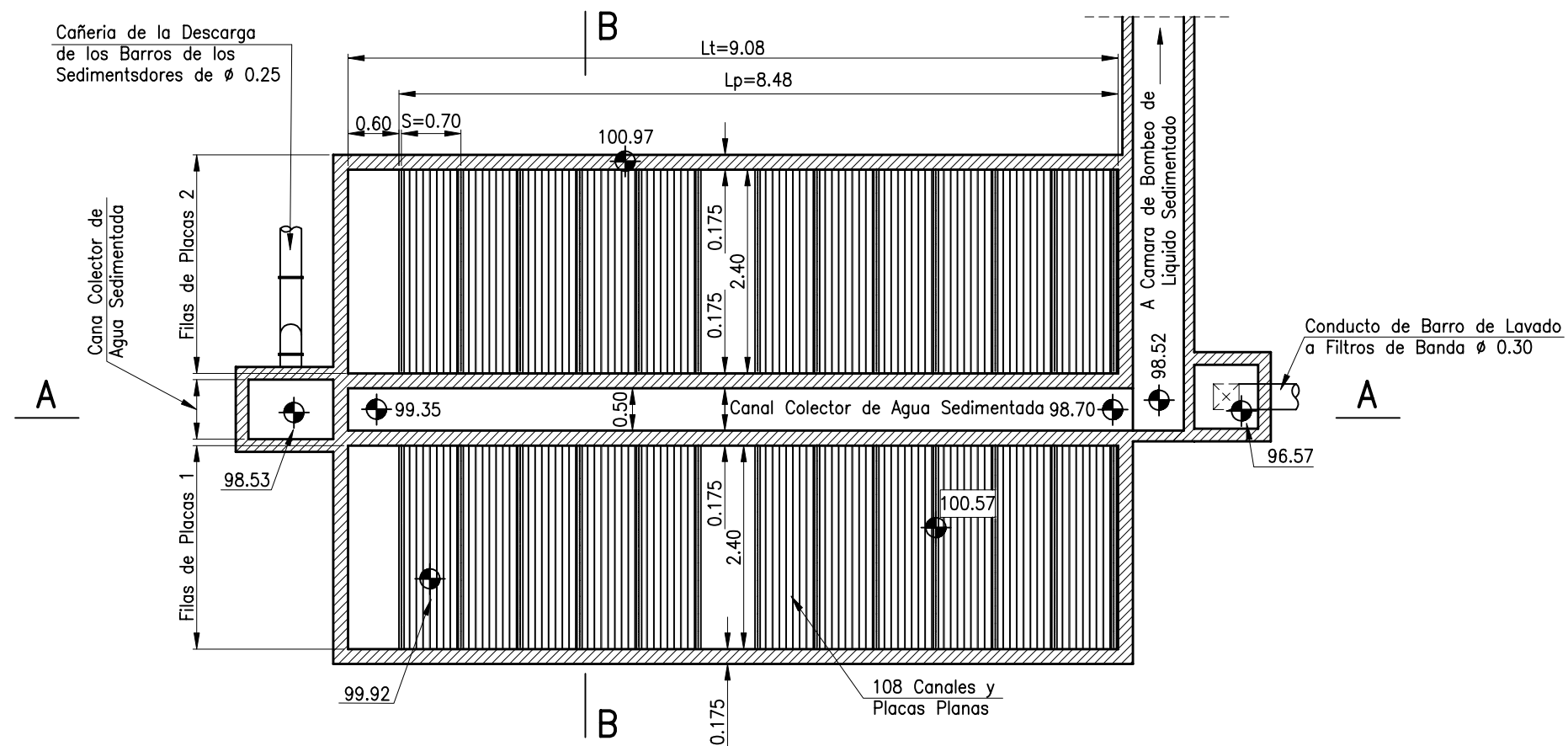
NOTAS:

REF.	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO

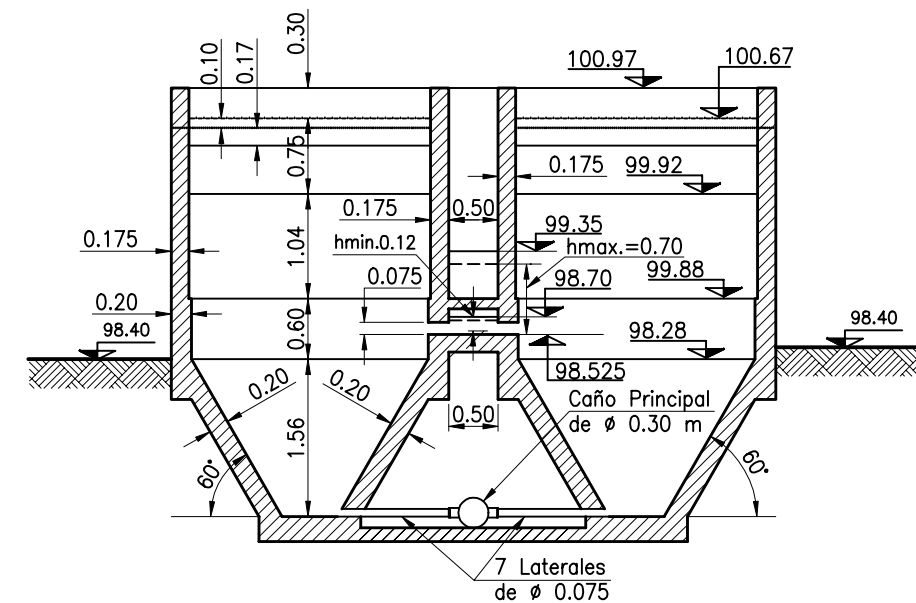


PODER EJECUTIVO NACIONAL
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

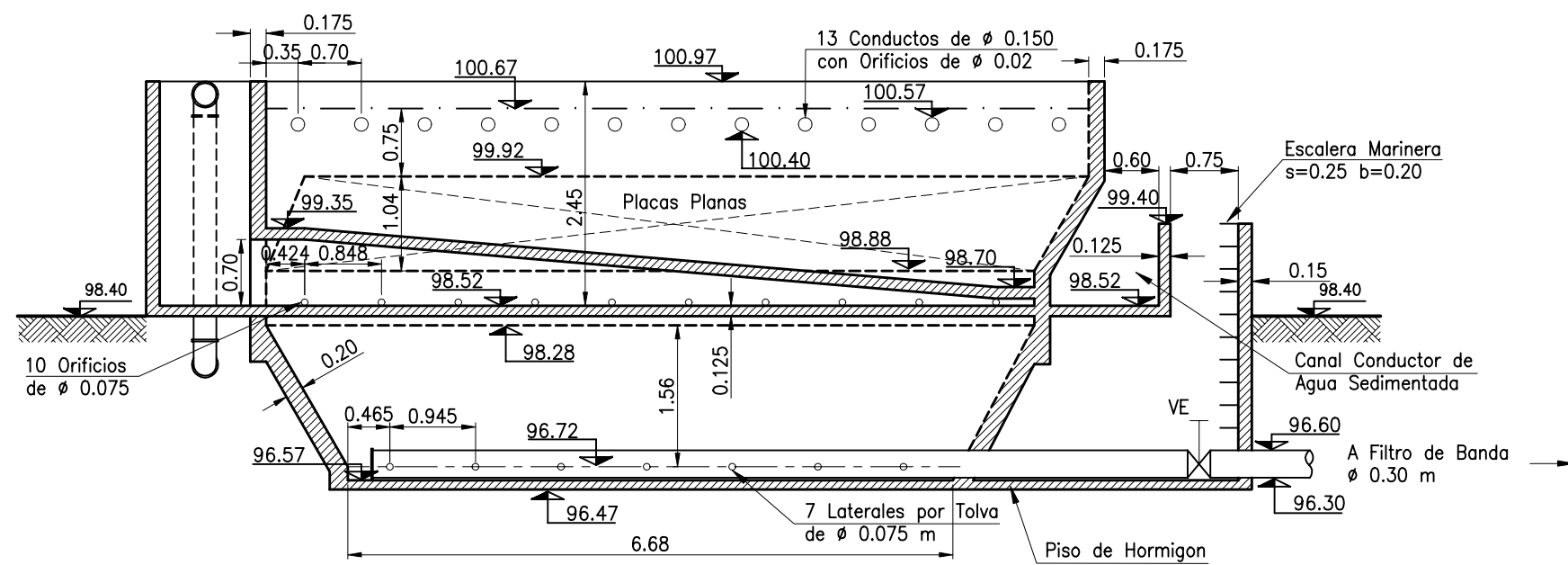
TITULO: PLANTA DE POTABILIZACION DE CAUDAL Q=1.575 M ³ /S PLANTA DE TRATAMIENTO ESPECIAL PLANTA Y CORTES	Proy.	N° 6	HOJA
	Dibujo	Fecha	
	Ing.Proy.	Escala	2.de.4.



PLANTA NIVEL 101.00



CORTE B-B



CORTE LONGITUDINAL A-A

NOTAS:

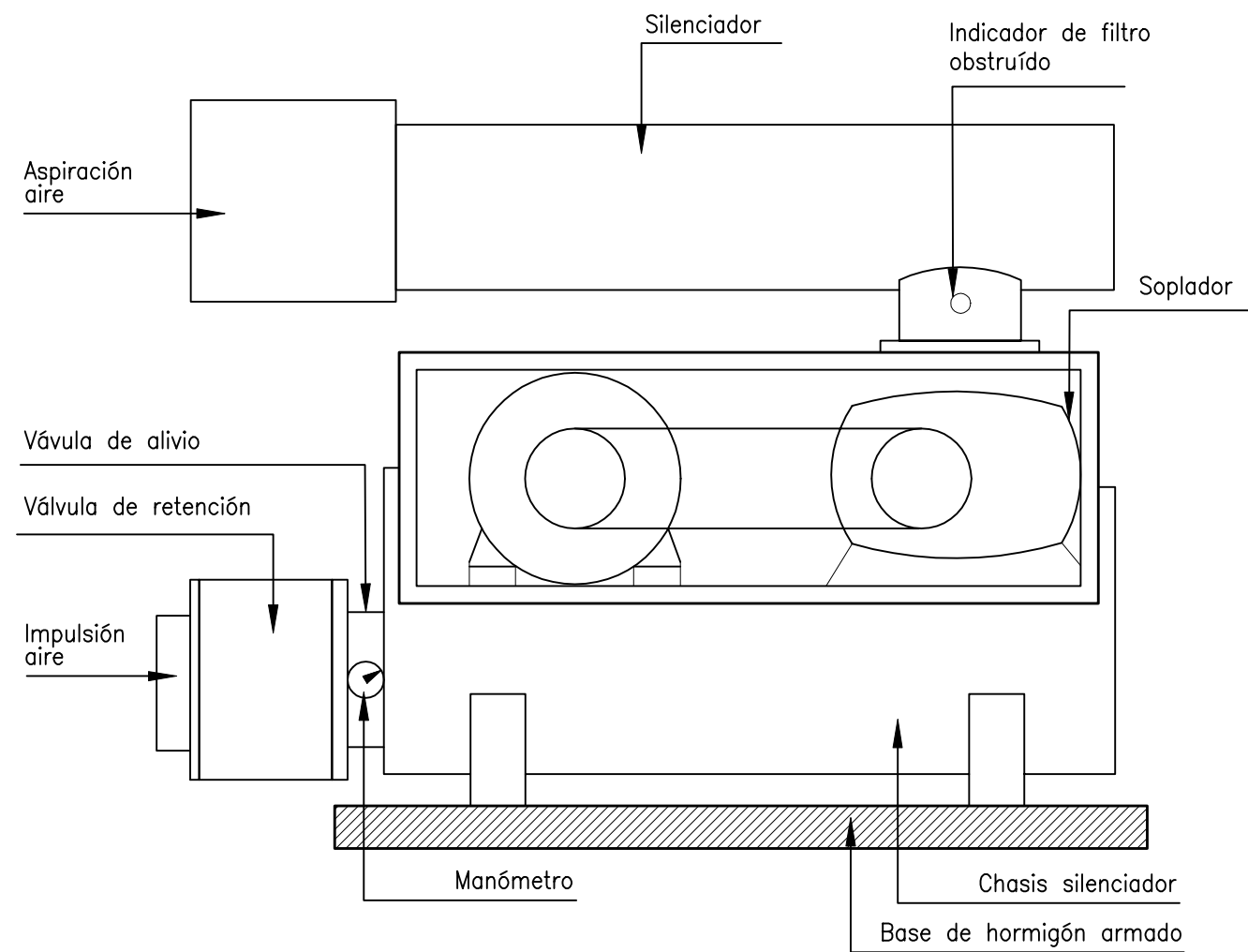
REF.	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



PODER EJECUTIVO NACIONAL
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

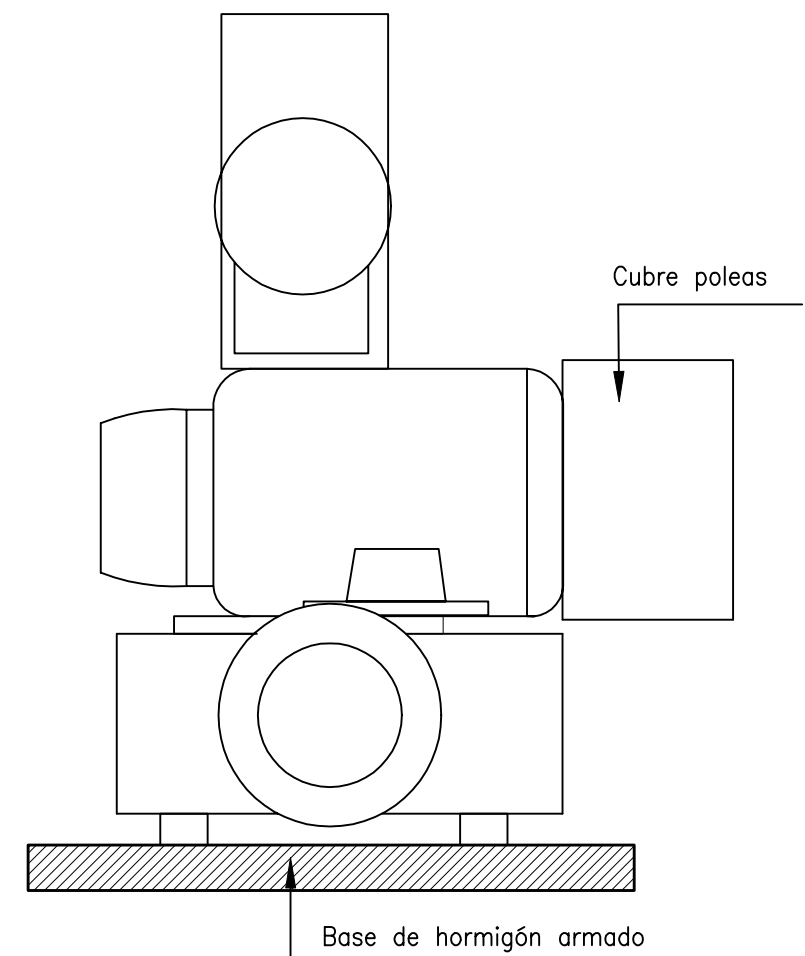
TITULO: PLANTA DE POTABILIZACION DE CAUDAL Q=1.575 m³/s
PLANTA DE TRATAMIENTO ESPECIAL
CONCENTRADOR DE BARRO

Proy.	N° 6	HOJA
Dibujo	Fecha	
Ing.Proy.	Escala 1:75	3.de.4.



SOPLADOR LAVADO DE FILTROS
VISTA LONGITUDINAL

ESCALA 1: 25



SOPLADOR LAVADO DE FILTROS
VISTA TRANSVERSAL

ESCALA 1: 25

NOTAS:

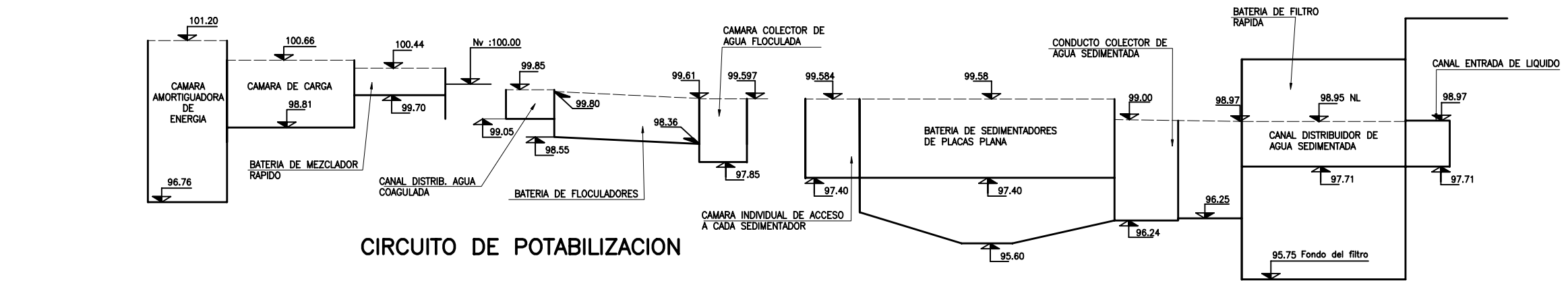
REF.	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



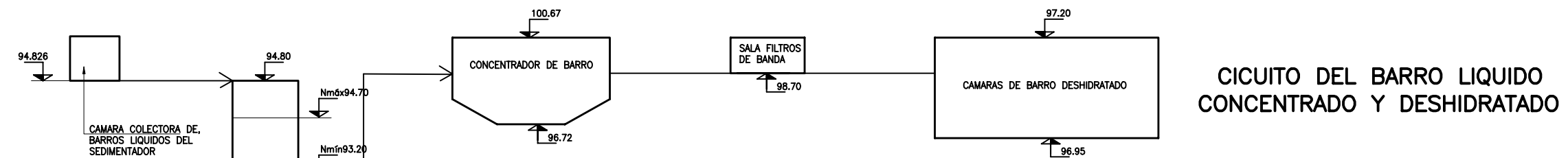
PODER EJECUTIVO NACIONAL
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

TITULO: PLANTA DE POTABILIZACION DE CAUDAL $Q=1,575 \text{ m}^3/\text{s}$
BATERIA DE FILTRACION RAPIDA
SOPLADORES

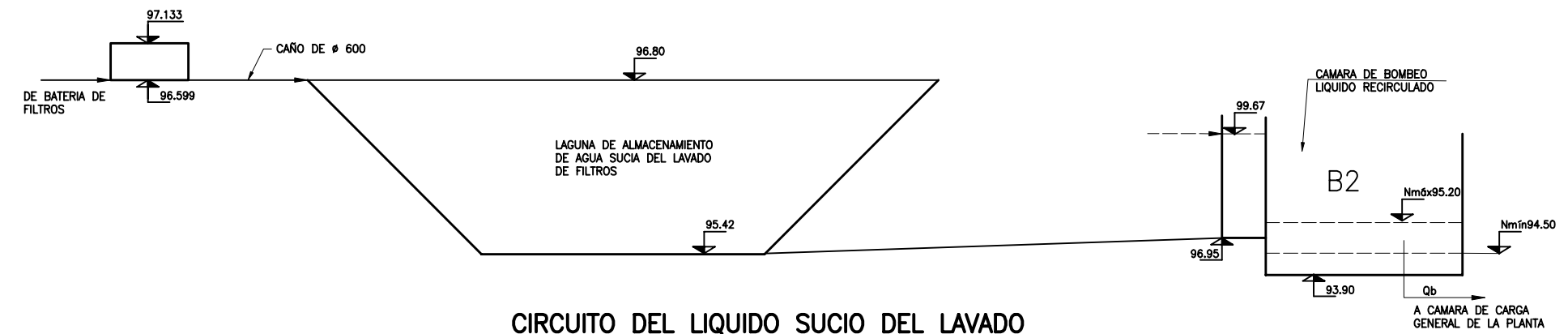
Proy.	N° 6	
Dibujo	Fecha	HOJA
Ing.Proy.	Escala 1:25	.4.de.4.



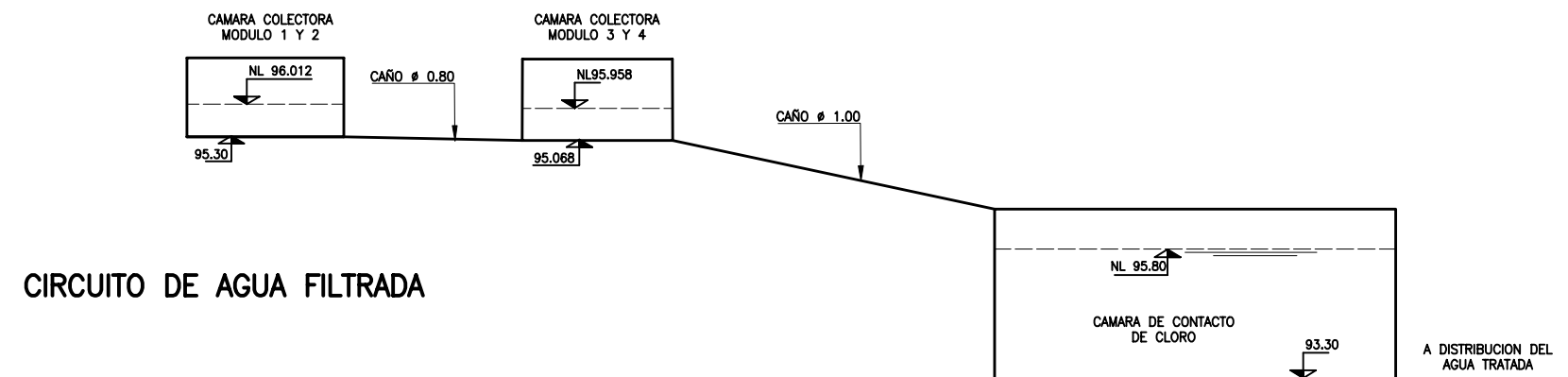
CIRCUITO DE POTABILIZACION



CICUITO DEL BARRO LIQUIDO CONCENTRADO Y DESHIDRATADO



CIRCUITO DEL LIQUIDO SUCIO DEL LAVADO



CIRCUITO DE AGUA FILTRADA

NOTAS:

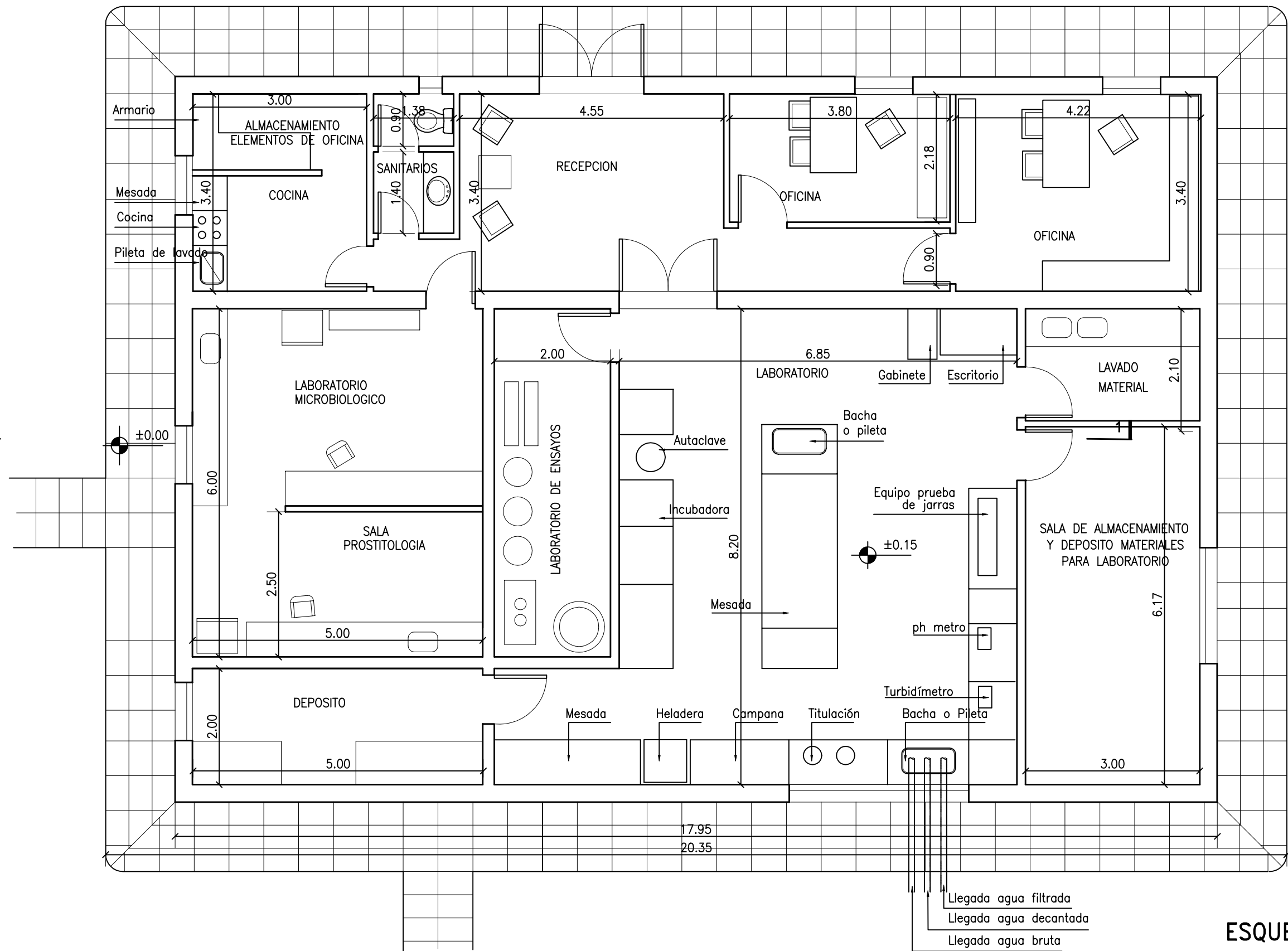


PODER EJECUTIVO NACIONAL
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

TITULO: PLANTA DE POTABILIZACION DE CAUDAL $Q=1.575\text{m}^3/\text{s}$
PERFIL HIDRAULICO

Proy.	N° 7	HOJA
Dibujo	Fecha	
Ing.Proy.	Escala	.J.de.l.

REF.			
DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO	



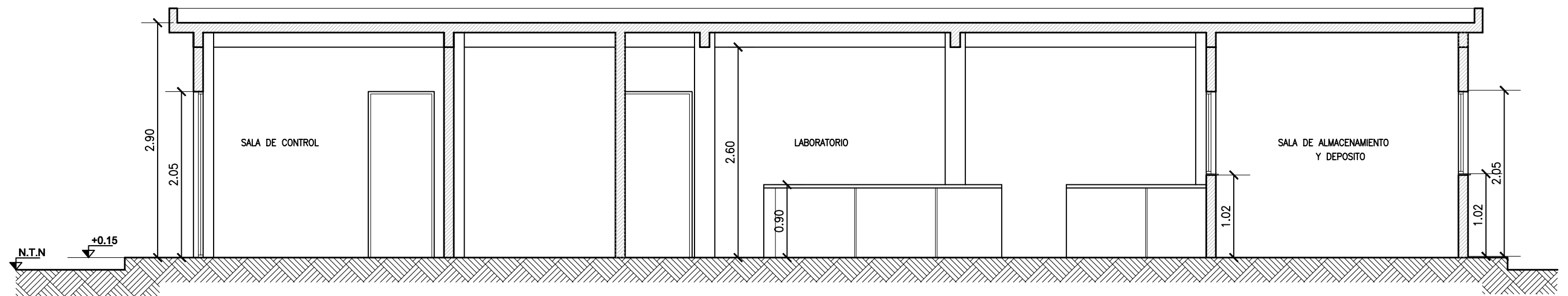
ESQUEMA DE PLANTA

NOTAS:

REF.	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



<p>PODER EJECUTIVO NACIONAL SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO</p>			
TITULO: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE 1,575 m3/seg		Proy.	0
SECTOR LABORATORIO Y OFICINAS		Dibujo	Fecha
PLANTA		Ing.Proy.	Escala -
		N° 8	HOJA
			1..de.2.



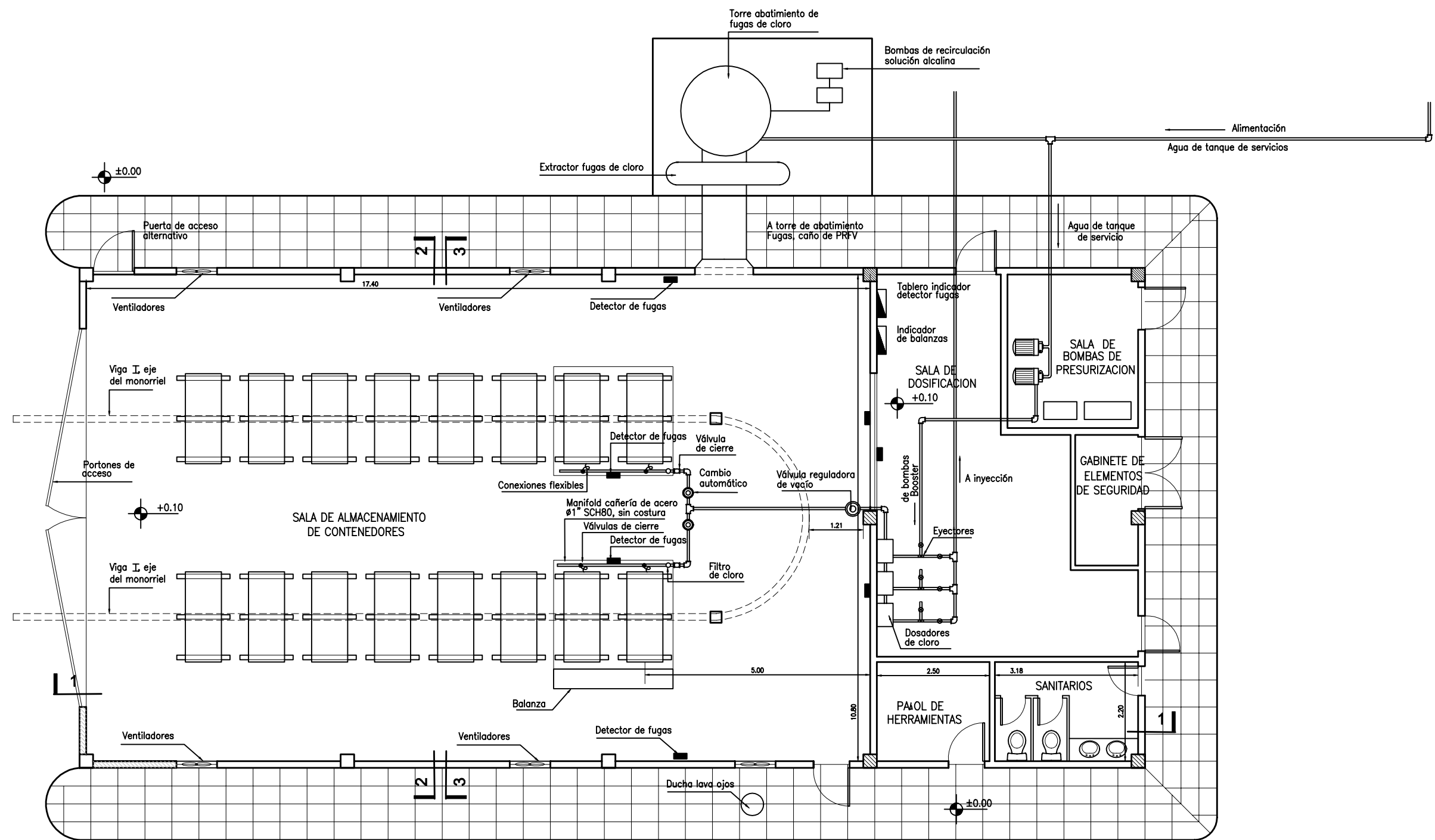
CORTE LONGITUDINAL 1-1

NOTAS:

REF.	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



PODER EJECUTIVO NACIONAL SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO			
TITULO: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE 1,575m3/seg SECTOR LABORATORIO Y OFICINAS CORTE		Proy. 0	N° 8
		Dibujo	Fecha
		Ing.Proy.	Escala 1:50
		HOJA 2..de.2.	



ESQUEMA DE PLANTA

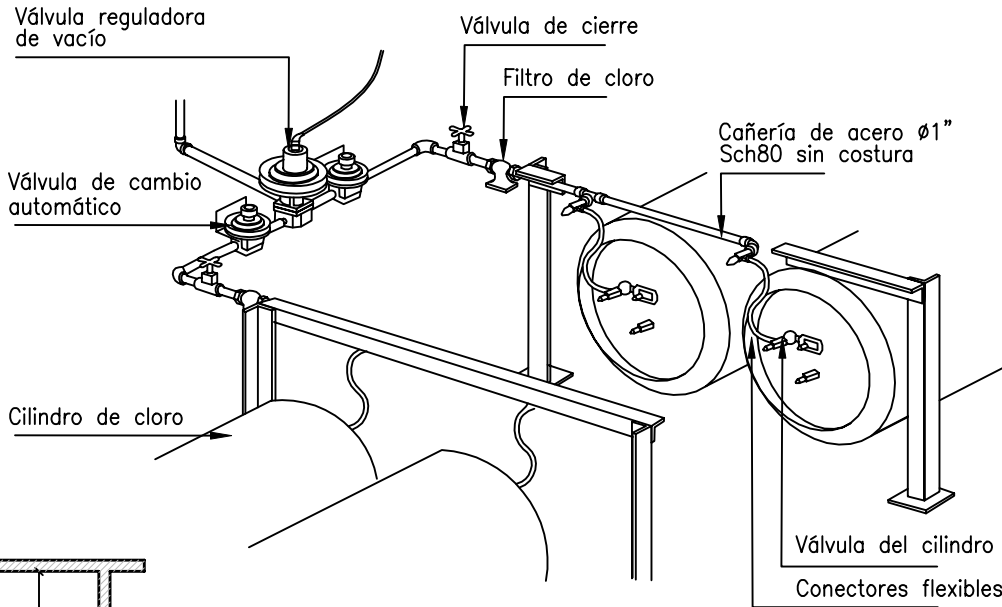
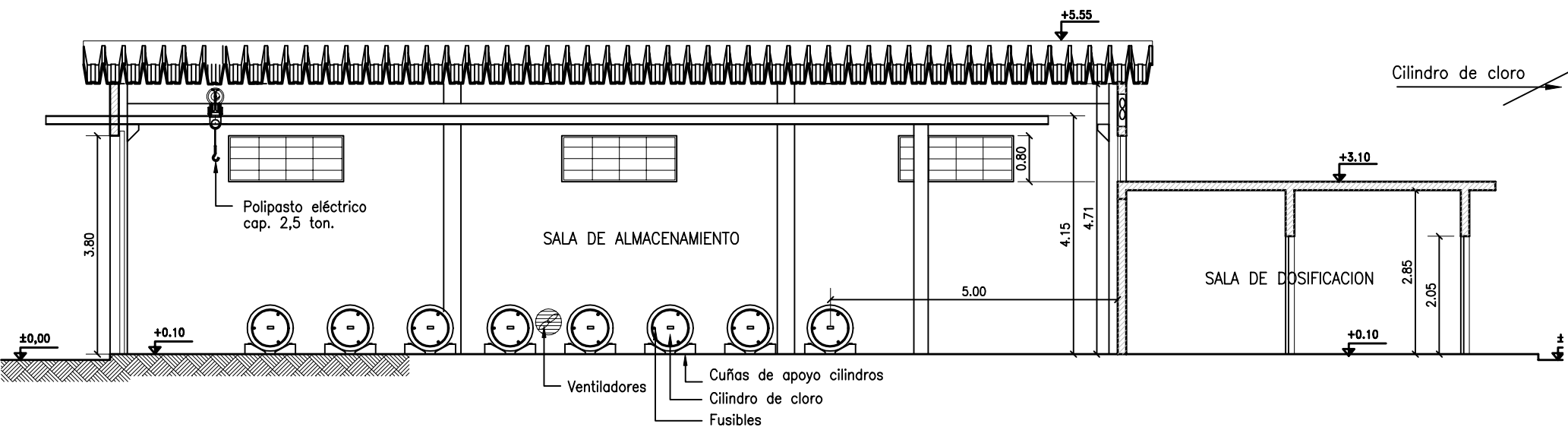
NOTAS:

REF.	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



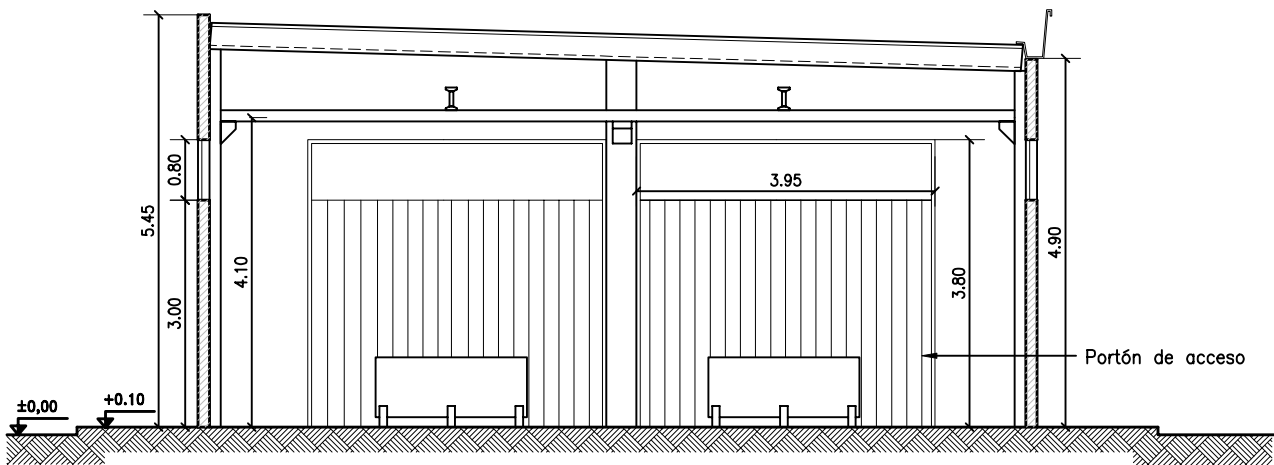
PODER EJECUTIVO NACIONAL SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO			TITULO: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE 1,575 m3/seg SECTOR CLORACION		
Proy.	N° 9		Ing.Proy.	Fecha	HOJA
Dibujo			Ing.Proy.	Escala 1:100	1...de.3.

CORTE LONGITUDINAL 1-1

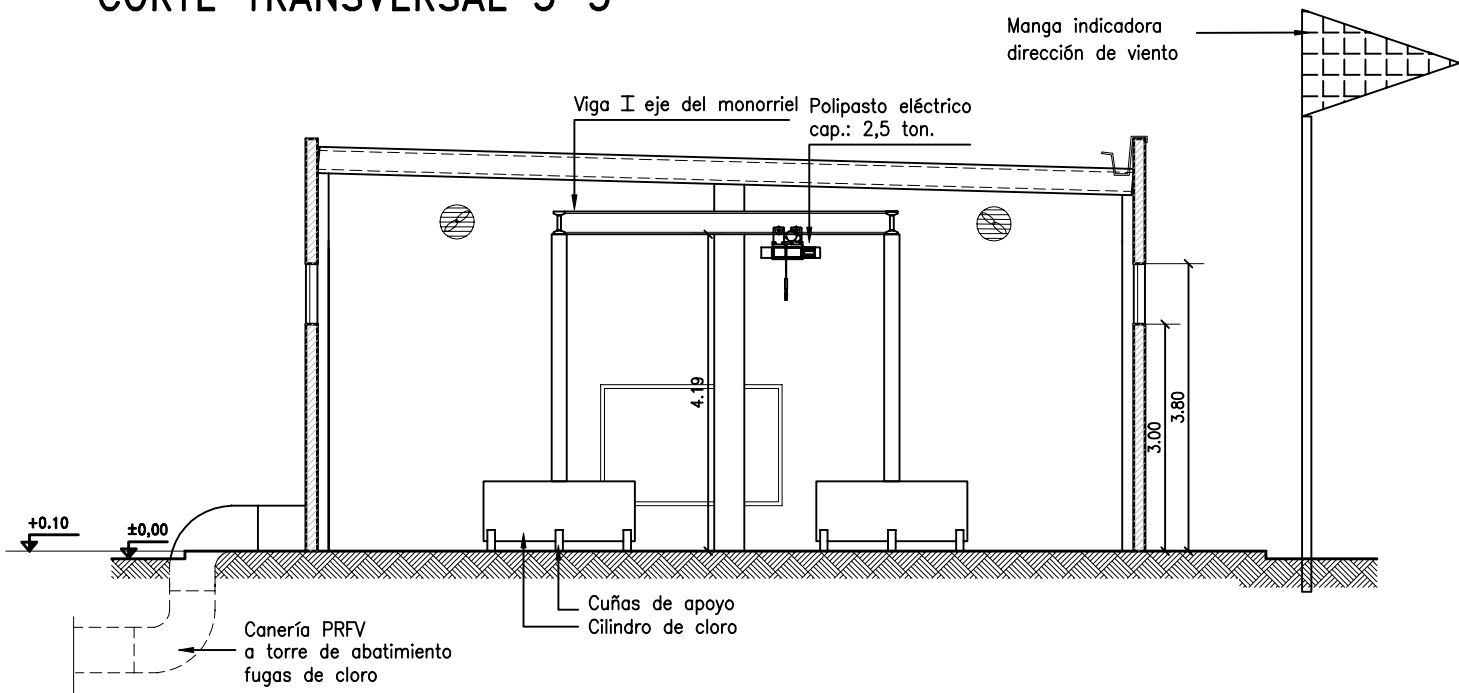


DETALLE DE MONTAJE DE CILINDROS

CORTE TRANSVERSAL 2-2



CORTE TRANSVERSAL 3-3



NOTAS:

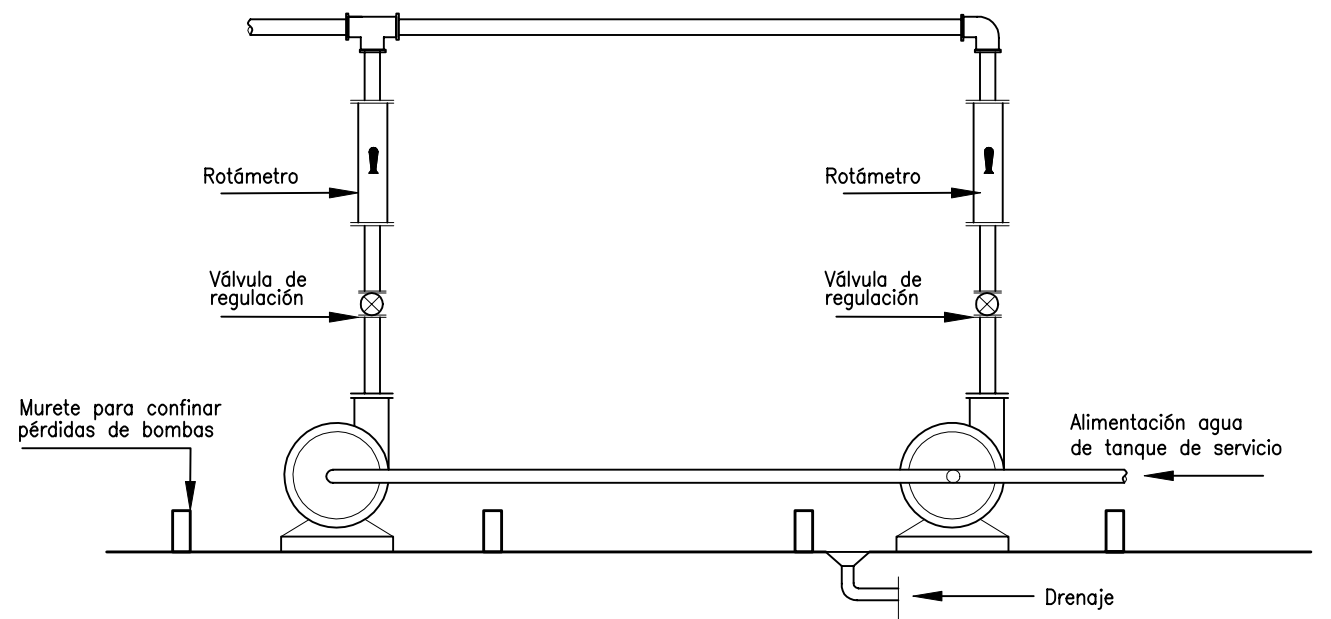


PODER EJECUTIVO NACIONAL
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

TITULO: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE 1,575 m3
SECTOR CLORACION
CORTES

Proy.	N° 9	HOJA
Dibujo	Fecha	
Ing.Proy.	Escala 1:100	2..de.3.

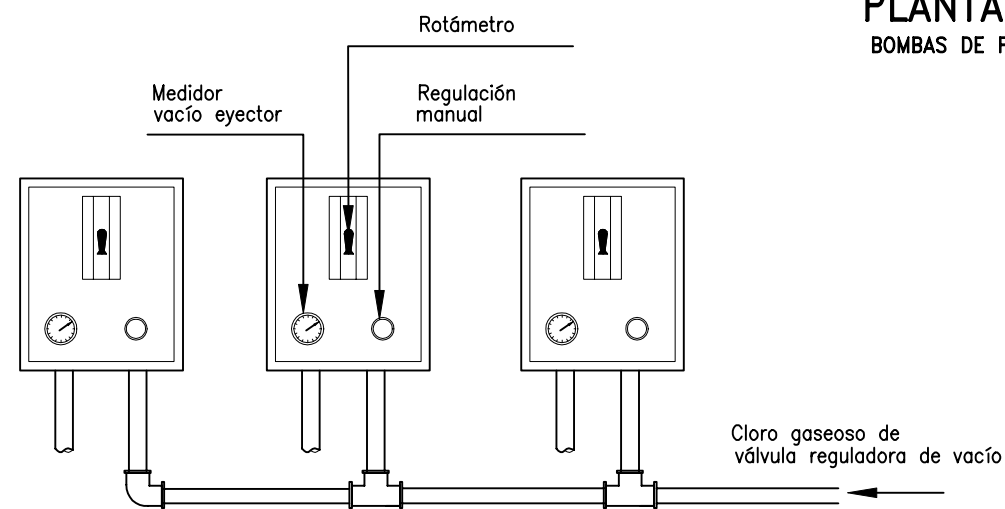
REF.			
DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO	



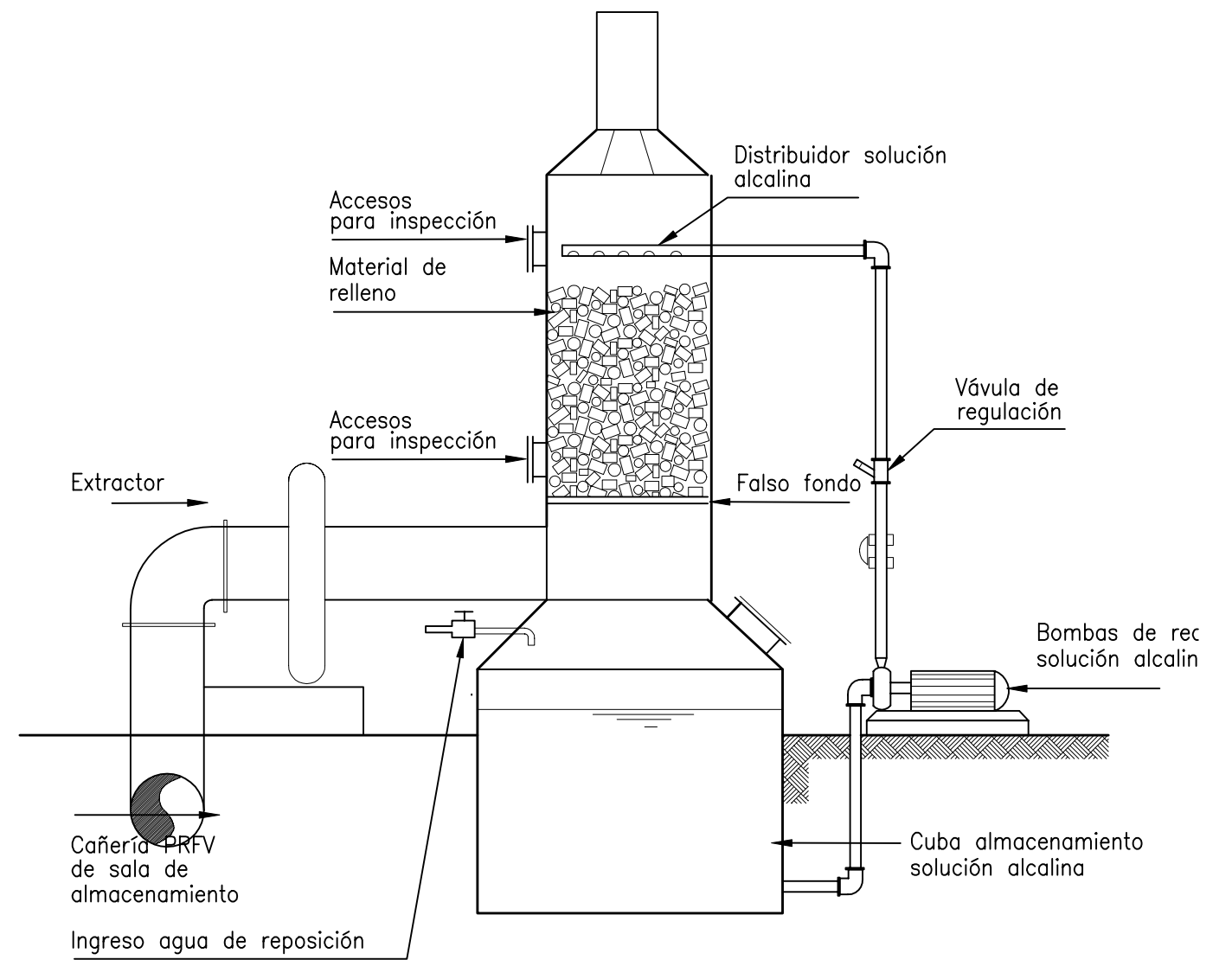
VISTA
BOMBAS DE PRESURIZACION



PLANTA
BOMBAS DE PRESURIZACION



VISTA
CLORADORES



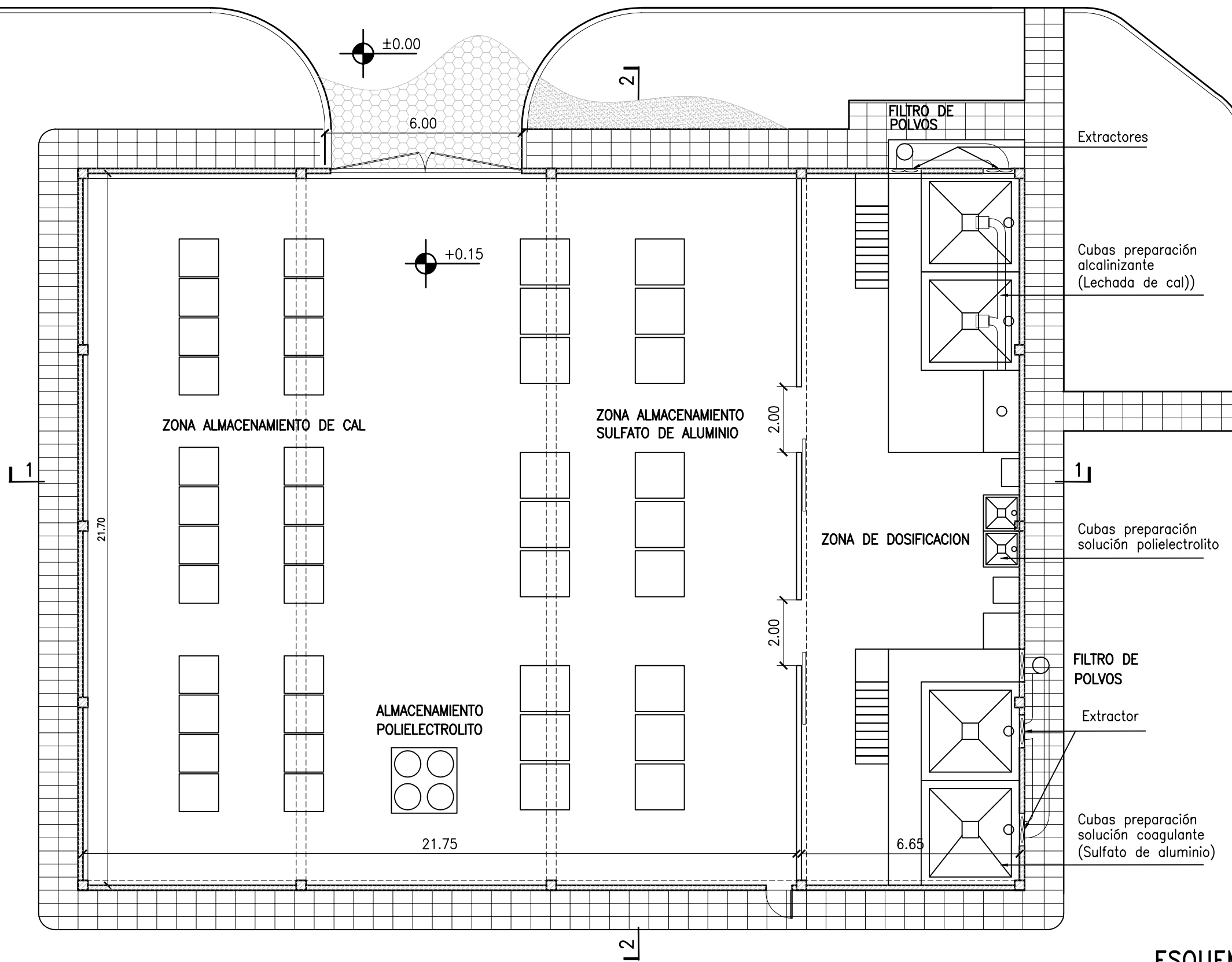
CORTE
TORRE DE ABATIMIENTO

NOTAS:

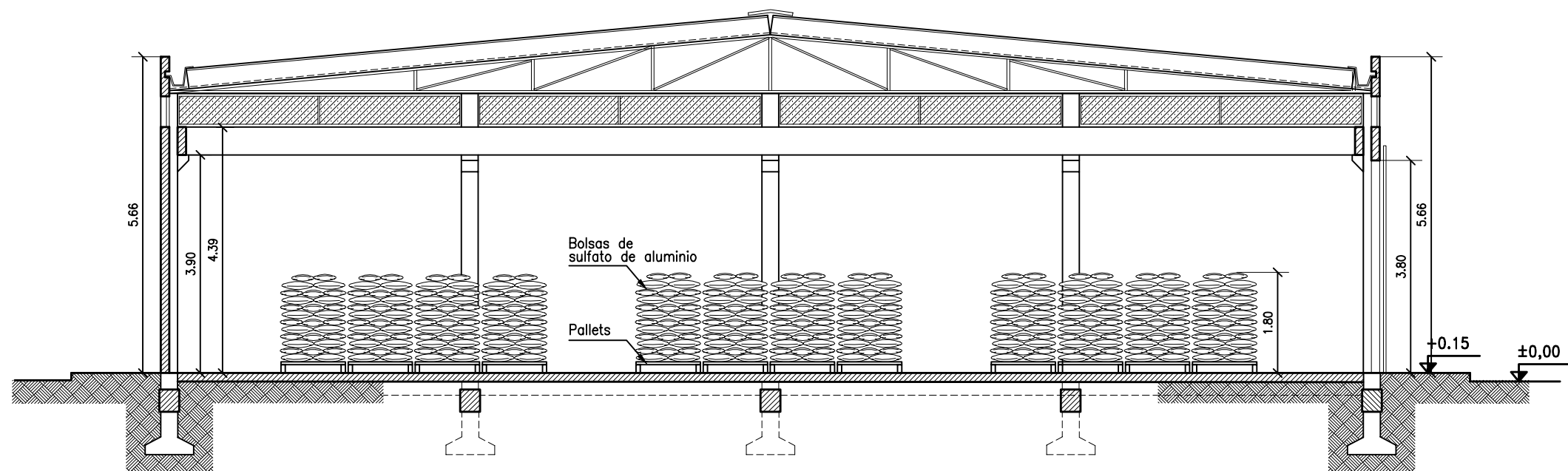
REF.	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



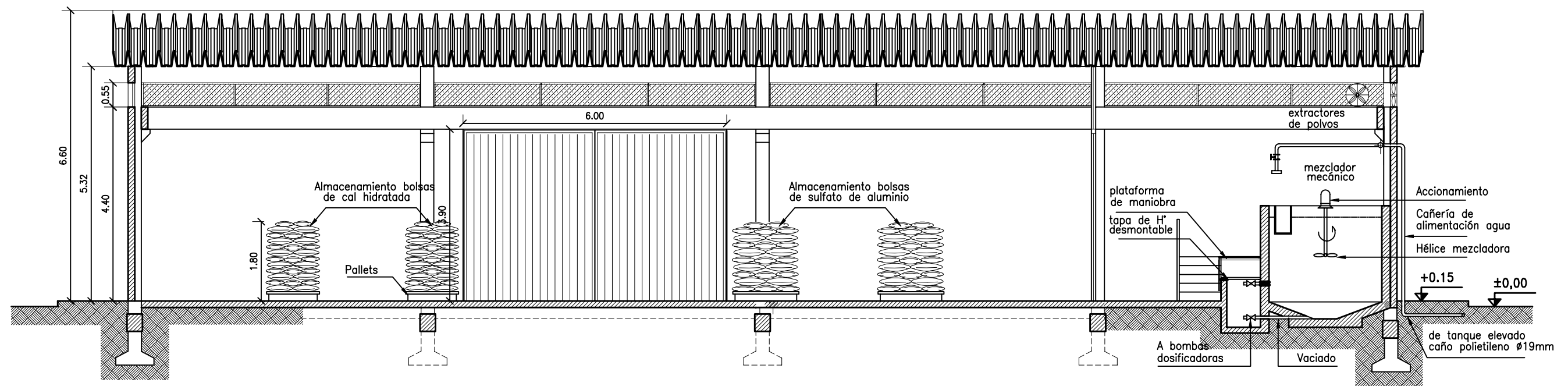
<p>PODER EJECUTIVO NACIONAL SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO</p>			
TITULO: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE 1,575 m3/seg		Proy.	N° 9
SECTOR SALA DE CLORACION		Dibujo	Fecha
DETALLES		Ing.Proy.	Escala S/esc
		HOJA 3...de.3.	



ESQUEMA DE PLANTA
ESCALA 1:150



CORTE TRANSVERSAL 2-2
ESCALA 1:100



CORTE LONGITUDINAL 1-1
ESCALA 1:100

NOTAS:

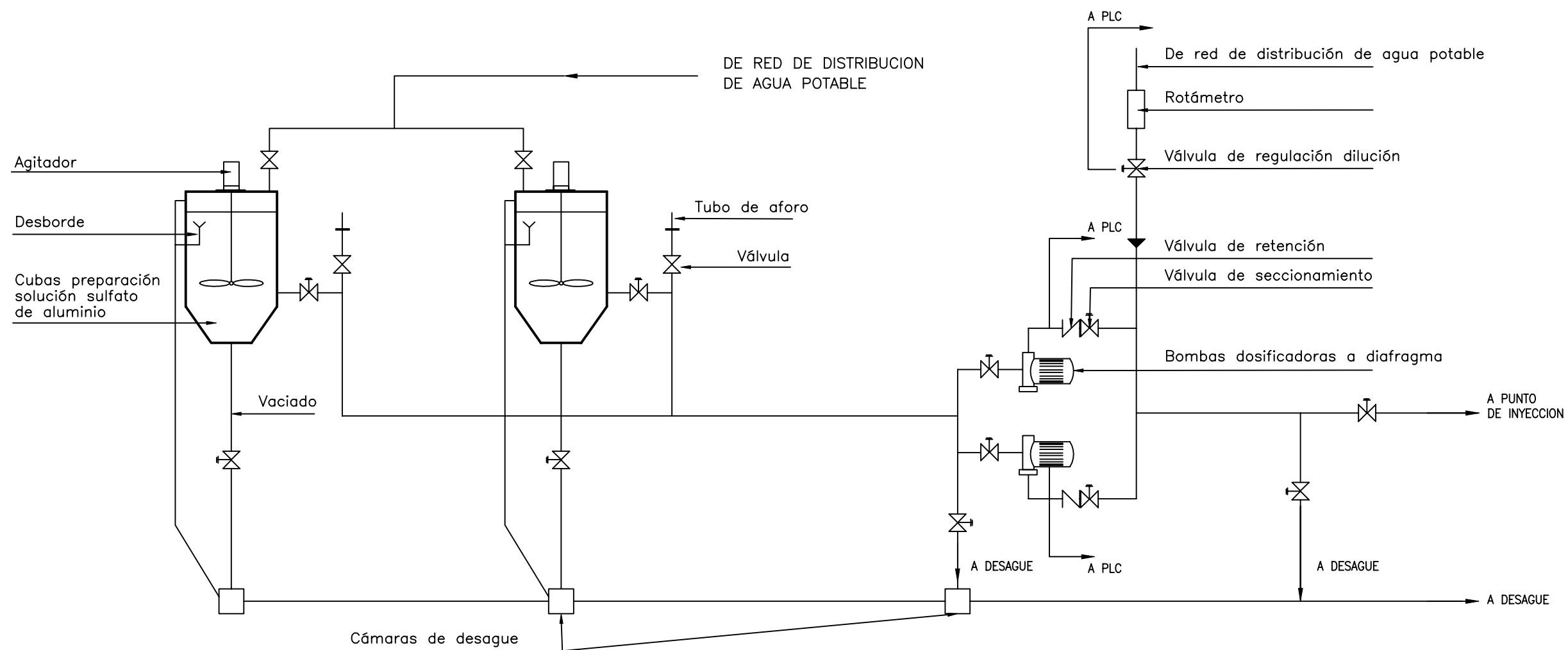
 ENE-I INGENIERIA S

PODER EJECUTIVO NACIONAL
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

TITULO:	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS DE 1,575 m3/seg SECTOR CASA QUIMICA CORTES
---------	---

Proy.	N° 10	
Dibujo	Fecha	HOJA
Ing.Proy.	Escala 1:100	2...de.2.

REF.			
	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



NOTAS:

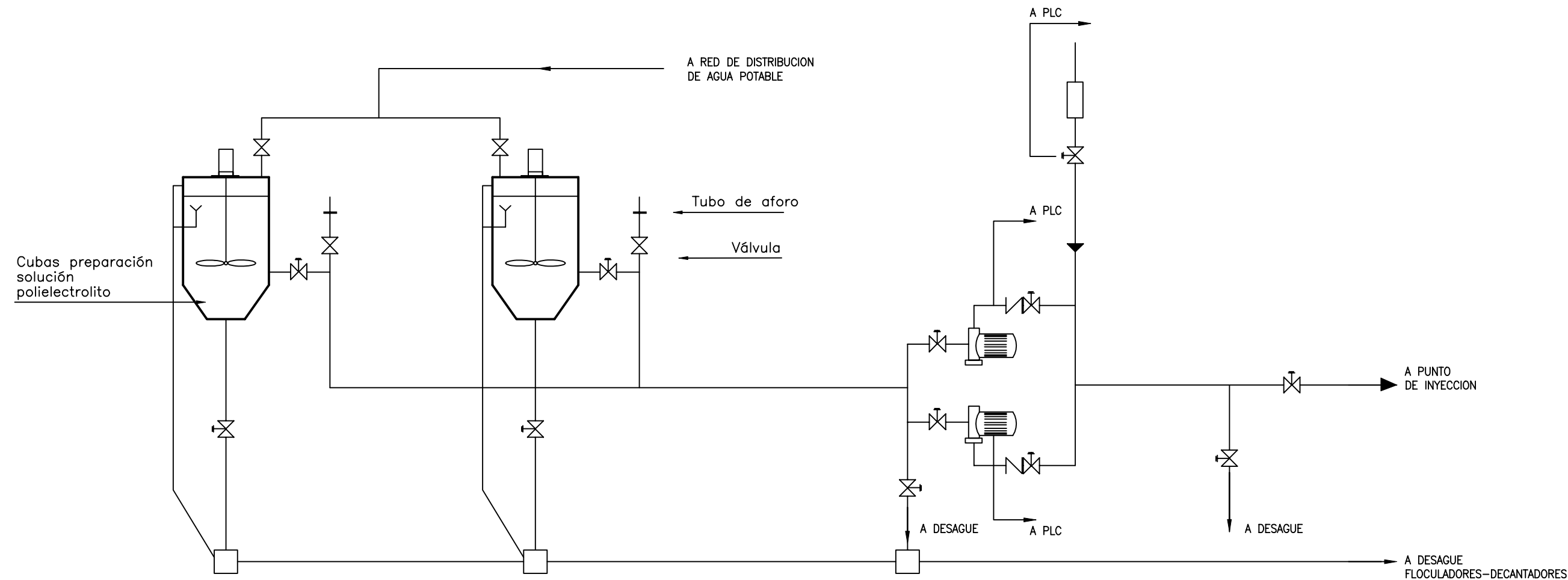
REF.	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



PODER EJECUTIVO NACIONAL
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

TITULO: PLANTA DE POTABILIZACION DE CAUDAL $Q=1.575 \text{ m}^3/\text{s}$
DIAGRAMA DE FUNCIONAMIENTO-SISTEMA
DOSIFICACION COAGULANTE

Proy.	N° 11	HOJA
Dibujo	Fecha	1...de...1..
Ing.Proy.	Escala S/E	

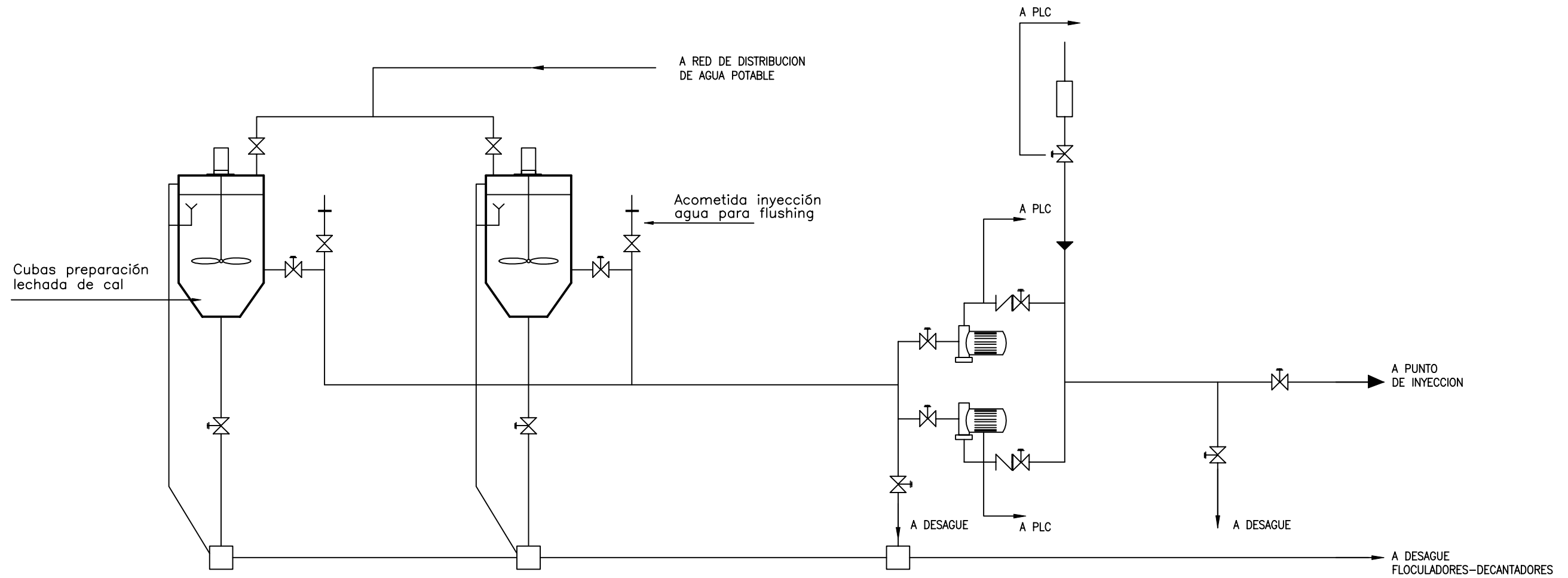


NOTAS:

REF.			
	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



PODER EJECUTIVO NACIONAL SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO			
TITULO: PLANTA DE POTABILIZACION DE CAUDAL $Q=1.575 \text{ m}^3/\text{s}$ DIAGRAMA DE FUNCIONAMIENTO DOSIFICACION POLIELECTROLITO		N° 12	HOJA
Proy.	Dibujo	Fecha	1...de...1..
Ing.Proy.	Escala	S/E	



NOTAS:

REF.			
	DOCUMENTO N°	TOMO N°	TITULO



PODER EJECUTIVO NACIONAL
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

TITULO: PLANTA DE POTABILIZACION DE CAUDAL Q=1.575 m3/s		Proy.	N° 13	
DIAGRAMA DE FUNCIONAMIENTO		Dibujo	Fecha	HOJA
DOSIFICACION ALCALINIZANTE		Ing.Proy.	Escala S/E	1...de..1..