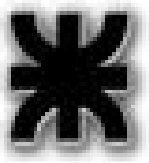
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
PROYECTO FINAL N°70

PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOACALES

DICIEMBRE 2018

ALUMNA: NIEVAS, ROMINA ANDRÉA
DIRECTOR TÉCNICO: ING. ARMAS, ALBERTO
ASESOR TÉCNICO: ING. MAGGIONI, FLAVIANO
DIRECTOR ACADÉMICO: ING. REVELANT, MAURICIO



UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
PROYECTO FINAL N°70

PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOACALES

DICIEMBRE 2018

ALUMNA: NIEVAS, ROMINA ANDREA
DIRECTOR TÉCNICO: ING. ARMAS, ALBERTO
ASESOR TÉCNICO: ING. MAGGIONI, FLAVIANO
DIRECTOR ACADÉMICO: ING. REVELANT, MAURICIO

ÍNDICE

ÍNDICE

1- Introducción Pág.1
2- Objetivos Pág.2
3- Consideraciones generales Pág.3
   3-1. Ubicación geográfica.
   3-2. Población.
   3-3. Clima.
4- Caracterización del efluente Pág.4
5- Estudio de la demanda Pág.7
6- Análisis de alternativas de tratamientos Pág.10
   6-1. Lagunas de estabilización.
   6-2. Lodos activados.
   6-3. Filtro percolador.
   6-4. Oxidación total.
7- Desarrollo del proyecto Pág.17
   7-1. Etapas del tratamiento.
   7-2. Principios físico-químicos del tratamiento.
   7-3. Ubicación de la planta.
8- Flow Sheet (Esquema de flujo).
   8-1. Plano 01-Flow Sheet.
9- Memoria descriptiva del proceso Pág.32
   9-1. Canal de entrada a la depuradora.
   9-2. Rejas. Desarenador.
   9-3. Pozo de bombeo. Selección de bomba. Pérdida de carga.
   9-4. Tamiz rotativo.
   9-5. Reactor aerobio. Selección de sopladores. Selección de difusores.
   9-6. Sedimentador.
   9-7. Digestor/Espesador.
   9-8. Decantador centrífugo.
   9-9. Canaleta Parshall.
   9-10. Cámara de cloración. Selección de bomba dosificadora.
10- Premisas para el Lay-Out Pág.80
11- Informe ambiental Pág.81
12- Cálculo estructural de obras civiles Pág.82
   12-1. Reactor aerobio.
   12-2. Sedimentador.
   12-3.Digestor/Espesador.
   12-4. Cámara de cloración.
13- Lay-Out. (Diagrama de ubicación en planta).
   13-1. Plano 02- Lay-Out.

14- Obras civiles
14-1. Plano 03- Reactor aerobio.
14-2. Plano 04- Sedimentador.
14-3. Plano 05- Cámara de cloración.
14-4. Plano 06- Caminos.
14-5. Plano 07- Planta general.
14-6. Plano 08- Corte.
15- Tratamiento de efluentes descargados por el camión atmosférico.....Pág. 100
15-1. Cálculo laguna anaerobia.
15-2. Cálculo laguna aerobia.
15-3. Construcción de diques.
15-4. Impermeabilización.
15-5. Operación, mantenimiento y control.
16- Lagunas.
16-1. Plano 09- Lagunas.
17- Obras complementarias.....Pág. 105
17-1. Cerco perimetral.
17-2. Forestación.
17-3. Ítems computados y presupuestados.
17-3-1. Obra civil.
17-3-2. Obra electromecánica.
17-4. Elementos e instrumentos.
18- Cómputo y presupuesto.....Pág. 110
19- Costo operativo y mantenimiento.....Pág. 113
20- Conclusión.....Pág. 117
21- Agradecimientos.....Pág. 118
22- Bibliografía consultada.....Pág. 119

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN.

Sancti Spíritu es una localidad pequeña, que carece de red cloacal, cada vivienda cuenta con su pozo absorbente, cuando los mismos se colman, el camión desagotador interviene, pero éste realiza la descarga de su cisterna en calles periféricas, poco transitadas, tiempo atrás se efectuaba la descarga directa en la laguna, sin ninguna clase de tratamiento previo.

Es urgente la necesidad de una planta de tratamiento que solucione el inconveniente sanitario, permitiendo tratar los efluentes acumulados por el camión desagotador y que además contemple los volúmenes que se generarán una vez realizado el tendido de red cloacal.

OBJETIVOS

Objetivos:

- ✓ Solucionar el problema sanitario que afecta a la localidad de Sancti Spíritu.
- ✓ Crear una planta de tratamiento de magnitud acorde al tamaño de la localidad, con posibilidades de ampliación en función del crecimiento demográfico.
- ✓ Realizar las tareas contemplando siempre alternativas para minimizar los costos.
- ✓ Atender el tratamiento del líquido recolectado por el camión desagotador.
- ✓ Desarrollar un trabajo detallado, cubriendo todos los aspectos requeridos para la futura concreción de la planta.

CONSIDERACIONES GENERALES

Consideraciones generales

1) **Ubicación geográfica**

Sancti Spíritu es una comuna del departamento General López, en la provincia de Santa Fe, República Argentina. Se encuentra a la vera de la Ruta Nacional 33 (Argentina). Se ubica a 369 km de la ciudad capital de la provincia Santa Fe, a 220 Km del tercer aglomerado más importante de Argentina, Rosario (Argentina) y a 49 km de la ciudad de Venado Tuerto (Santa Fe).

2) **Población**

Según Censo 2010, cuenta con una población de 3825hab., compuesto por 1712 hombres y 1721 mujeres.

3) **Clima**

El clima es templado, con una temperatura media anual de 16,3 grados, caracterizado por veranos cálidos y húmedos, donde se registran la mayor cantidad de precipitaciones; e inviernos frescos por las mañanas y templados por las tardes. Las heladas se producen en pocas oportunidades en invierno, y si bien se han registrado nevadas, estas ocurren muy rara vez. De acuerdo con la Clasificación climática de Köppen, la zona presenta un clima denominado Cfa o Subtropical sin estación seca.

CARACTERIZACIÓN DEL EFLUENTE

Caracterización del efluente

La caracterización del efluente es fundamental para diseñar el adecuado tratamiento del mismo.

Parámetros:

- Sustancias orgánicas
- Sustancias inorgánicas
- Sólidos en suspensión
- Bacterias
- pH
- Temperatura
- Oxígeno disuelto
- DBO
- DQO

Efluentes domiciliarios

Debido a que en las ciudades se aglutinan diversas actividades comerciales e industriales, además de las viviendas, como así también edificios públicos, tales como escuelas, hospitales, etc., la composición de los efluentes domiciliarios es muy variable y en general está constituida por:

- Aguas domiciliarias
- Aguas comerciales: restaurantes, garajes, supermercados, etc.
- Aguas industriales: siempre que no sean tóxicas o necesiten tratamiento previo al volcado
- Aguas de infiltración, percolado, lluvia.

Hay que considerar que alrededor del 85 al 90 % del agua provista como consumo domiciliario, llega a las redes de desagües cloacales.

Condiciones físicas de los principales constituyentes de los efluentes domiciliarios:

<table>
<tr><td rowspan="8">Total sólidos 800ppm</td><td rowspan="2">Sólidos suspendidos 300ppm</td><td rowspan="2">Sólidos sedimentables (2h)150ppm</td><td>Orgánico 100ppm</td><td></td><td rowspan="8">Total sólidos 800ppm</td></tr>
<tr><td>Mineral 50ppm</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">Sólidos coloidales 150ppm</td><td>Orgánico 100ppm</td><td rowspan="4">Sólidos coloidales, más o menos 200ppm</td></tr>
<tr><td>Mineral 50ppm</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Sólidos filtrables 300ppm</td><td rowspan="2">Sólidos coloidales, más o menos 50ppm</td><td>Orgánico 40ppm</td></tr>
<tr><td>Mineral 10ppm</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Sólidos disueltos 430ppm</td><td>Orgánico 160ppm</td><td></td></tr>
<tr><td>Mineral 290ppm</td><td></td></tr>
</table>

Tabla 1. Condiciones físicas de aguas domiciliarias.

Características microbiológicas de las aguas residuales:

Un vertido de aguas residuales aporta una gran cantidad de materia orgánica que sirve de alimento para hongos y bacterias encargados de la mayor parte de su descomposición. Finalmente los protozoos ciliados se alimentan de las bacterias, puliendo u optimizando el tratamiento del agua.

Bacterias: son los principales responsables de la degradación y estabilización de la materia orgánica contenida en las aguas residuales. Su crecimiento óptimo ocurre a pH entre 6,5 y 7,5. Algunas de las bacterias son patógenas como la *Escherichia coli*.

Hongos: predominan en las aguas residuales de tipo industrial debido a que resisten muy bien valores de pH bajos y la escasez de nutrientes.

Protozoos: en especial los ciliados, se alimentan de bacterias y materia orgánica, mejorando la calidad microbiológica de los efluentes de las PTAR.

Actinomicetos: son bacterias filamentosas conocidas por causar problemas en reactores de lodos activados, generando la aparición de espumas (foaming) y pérdida de sedimentabilidad del lodo, hinchamiento o bulking filamentoso, incrementando los sólidos del efluente y la disminución de la eficiencia del TAR. Uno de los actinomicetos más recurrente en los reactores es la Nocardia.

Efluentes no domiciliarios

Incluimos aquí todos los efluentes no domiciliarios, es decir todos aquellos efluentes comprendidos, los industriales, los comerciales, los institucionales, etc. Es fácil notar que dichos efluentes también pueden tener parte de efluentes calificados como domiciliarios y provienen de los servicios sanitarios del personal que trabaja en esos lugares.

Generador	Fibras	Caolín	Almidón	Sulfuros	DBO	Sólidos en suspensión	Grasas	Bacterias	pH	Cromo	Taninos	Fenoles	Estiercol	Orina	Sangre	Materia orgánica	DQO	Plomo	Níquel	Mercurio	Sust. Alcalinas	Sust. Acidas	Sust. Tóxicas
Fab. Papel y carbón	x	x	x	x		x																	
Industria láctea					x	x	x	x															
Curtiembre				x	x	x	x	x	8/11	x	x	x				x					x		x
Frigorífico con faena					x	x	x						x	x	x	x							
Destilería alcohol y melaza																x							
Lavadero lana						x										x							
Fab. Pulpa frutas y jugos						x										x							
Aceiteras							x																
Fab. Desinfectantes												x											
Ind. Automotriz					x				7/8	x							x	x	x				
Ref. Azúcar																x							
Fab. Resinas												x											
Fab. Acumuladores																		x					
Fab. Armamentos																		x					
Fab. Pintura										x								x		x			
Rectificadoras																		x					
Fab. Mosaicos y marmolería																					x		
Vinagreras																						x	
Fab. Hierro y acero																						x	
Gelatinerías							x														x		
Dest. Petróleo y petroquímicas							x					x						x		x			x
Fab. Anilinas y colorantes							x			x		x						x		x			
Lav. Vehículos							x																x
Fab. Productos químicos																		x		x	x	x	x
Lab. Farmaceuticos																							x
Fab. Galvanoplastia										x								x			x	x	x

Tabla 2. Generadores de efluentes y sus principales componentes.

Respecto a los efluentes no domiciliarios, Sancti Spíritu carece de industrias, sólo se tiene una planta de Biodiesel, pero actualmente no se encuentra en funcionamiento.

El único efluente a considerar es el correspondiente al lavado de vehículos.

ESTUDIO DE LA DEMANDA

Estudio de la demanda

Cálculo de la dotación:

Cantidad de habitantes ——— 3825hab. (Fuente Censo 2010)

Crecimiento poblacional ——— 4088hab. (Ver cálculo *)

N° de hab. por conexión ——— 3,7 (Fuente Censo 2010)

Volumen por hab. ——— 0,2m^3/d

Volumen por conexión ——— 740 l/d

DBO líquido afluente ——— 450mg/l.

DBO líquido tratado efluente ——— <50mg/l.

Caudal normal diario ——— 817,6m^3/d

Caudal normal horario ——— 34,07m^3/h

Caudal pico horario ——— 57,92m^3/h (ver cálculo**)

Caudal pico diario ——— 47,698m^3/h (ver cálculo**)

CO total diaria ——— 327,04Kg/d (Ver cálculo ***)

	Censo 2001	Censo 2010	Año 2018 (Estimación, página oficial del Gobierno de Santa Fe)
Población (hab.)	3897	3825	3975

Tabla 3. Datos poblacionales de Sancti Spíritu.

*Cálculo crecimiento poblacional:

Siendo:

POBLACIÓN INICIAL = 3825 hab.

PERÍODO DE DISEÑO (años) = 20 (Fuente: ENOHSa- Criterios de diseño)

Método de proyección poblacional empleado:

Tasa Media Anual Constante: este método es apto para localidades que han sufrido un incremento poblacional significativo en el pasado reciente, debido a factores que generan atracción demográfica tales como, por ejemplo, la instalación de parques industriales, mejores niveles de ingreso y/o calidad de vida, nuevas vías de comunicación, etc. Y cuyo crecimiento futuro previsible sea de menor importancia. Este método es de aplicación en la localidad, ya que se espera un incremento en la población con el

mejoramiento de los servicios lo que genera una mejor calidad de vida en conjunto con otras virtudes ya comentadas.

$$i_I = \sqrt[n1]{\frac{P2}{P1}} - 1 \qquad i_{II} = \sqrt[n2]{\frac{P3}{P2}} - 1$$

$$i_I = \sqrt[9]{\frac{3825}{3895}} - 1 \qquad i_{II} = \sqrt[8]{\frac{3975}{3825}} - 1$$

i_I = -2x10^{-3} $\qquad$ i_{II}= 4,8x10^{-3}

$i_m = (i_I + i_{II})/2$

i_m= <u>1,4x10^{-3}</u>

P^n = 3975. $(1 + 0{,}0014)^{20}$

P^n= <u>4088 hab.</u>

**Cálculo de caudales pico:

Población servida	α1	α2	α	β1	β2	β
500h<Ps≤3.000h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000h<Ps≤15.000h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000h<Ps	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

Tabla 4. Coeficientes de caudal (ENOHSa)

Población servida	α1	α2	α	β1	β2	β
500h<Ps≤3.000h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000h<Ps≤15.000h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000h<Ps	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

Tabla 5. Coeficientes de caudal (ENOHSa)

***Cálculo de la CO total diaria:

450mg de DBO/lt. x 817600lt/d = 367,92 Kg de DBO/d

50mg de DBO/lt. x 817600lt/d = 40,88Kg de DBO/d

367,92Kg – 40,88Kg = 327,04Kg de DBO/d

Los parámetros de vuelco deberán cumplir con la Resolución N° 1089/82 de la Provincia de Santa Fe.

ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

Análisis de alternativas de tratamientos:

-Lagunas de estabilización

Descripción:

Una laguna de estabilización es una estructura simple para embalsar aguas residuales con el objeto de mejorar sus características sanitarias. Las lagunas de estabilización se construyen de poca profundidad (2 a 4 m) y con períodos de retención relativamente grandes.

Cuando las aguas residuales son descargadas en lagunas de estabilización se realiza en las mismas, en forma espontánea, un proceso conocido como autodepuración o estabilización natural, en el que ocurren fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico.

Este proceso se lleva a cabo en casi todas las aguas estancadas con alto contenido de materia orgánica putrescible o biodegradable.

La parte inferior de estas lagunas suele estar en condiciones anaerobias. Estas lagunas con cargas orgánicas bajas reciben el nombre de facultativas.

Cuando la carga orgánica es muy grande, la DBO (demanda biológica de oxígeno) excede la producción de oxígeno de las algas (y de la aeración superficial) y la laguna se torna totalmente anaerobia.

Conviene que las lagunas de estabilización trabajen bajo condiciones definidamente facultativas o definidamente anaeróbicas ya que el oxígeno es un tóxico para las bacterias anaerobias que realizan el proceso de degradación de la materia orgánica; y la falta de oxígeno hace que desaparezcan las bacterias aerobias que realizan este proceso.

Por consiguiente, se recomienda diseñar las lagunas facultativas (a 20 °C) para cargas orgánicas menores de 300 Kg DBO/ha/día y las lagunas anaerobias para cargas orgánicas mayores de 1000 Kg de DBO/ha/día.

Las lagunas que reciben agua residual cruda son lagunas primarias.

Las lagunas que reciben el efluente de una primaria se llaman secundarias; y así sucesivamente las lagunas de estabilización se pueden llamar terciarias, cuaternarias, etc.

A las lagunas de grado más allá del segundo también se les suele llamar lagunas de acabado, maduración o pulimento.

Siempre se deben construir por lo menos dos lagunas primarias (en paralelo) con el objeto de que una se mantenga en operación mientras se hace la limpieza de los lodos de la otra.

El proceso que se lleva a cabo en las lagunas facultativas es diferente del que ocurre en las lagunas anaerobias.

Sin embargo, ambos son útiles y efectivos en la estabilización de la materia orgánica y en la reducción de los organismos patógenos originalmente presentes en las aguas residuales.

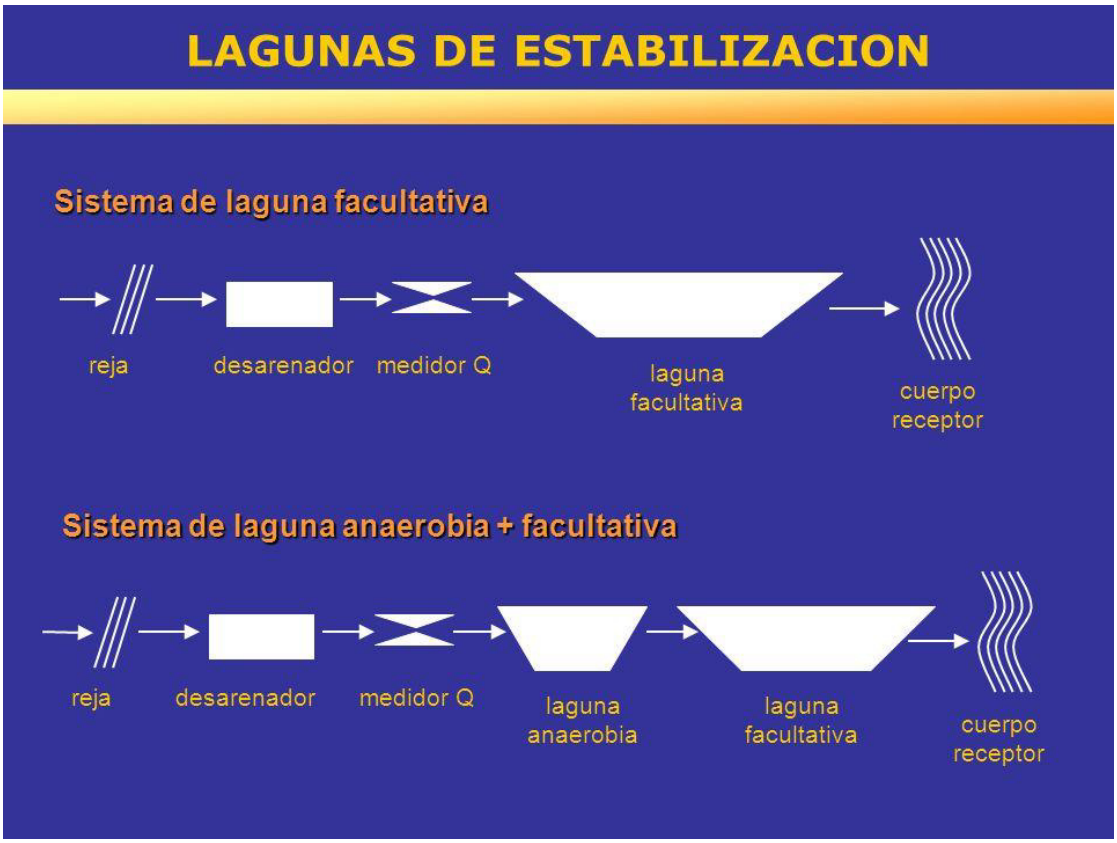


Imagen 1. Sistemas de lagunas de estabilización.

Ventajas:

- Bajo costo para su realización y mantenimiento.
- Permiten reducir considerablemente la demanda bioquímica de oxígeno y tratar aguas residuales con una gran variedad de compuestos orgánicos presentes, si se diseñan adecuadamente.

Desventajas:

- Suelen presentarse problemas por el crecimiento excesivo de algas y por los olores debidos a la presencia de sulfatos y al poco oxígeno disuelto.
- Requerimiento de gran superficie para su realización.
- Posible crecimiento de insectos.
- Es afectada por las condiciones climáticas.
- Es afectada por los compuestos tóxicos.
- Dificultad de cumplir con la normativa.
- Localización alejada de la población. Lo que implica llevar una conducción.

Análisis para Sancti Spíritu:

Para el caso de la localidad de Sancti Spíritu, este tipo de tratamiento tiene una desventaja notable a simple vista, la localidad se encuentra rodeada de lagunas.

Imagen 2. Vista satelital de Sancti Spíritu.

Por lo tanto pese a que las lagunas de estabilización representan una solución de bajo costo, no representan la solución adecuada en este caso.

- **Planta lodos activados**

Descripción general del proceso de tratamiento:

El tratamiento del efluente cloacal se realizará por el proceso de lodos activados por aireación convencional.

El Lodo Activado es una unidad de reactor de varias cámaras que (principalmente) hace uso de microorganismos aeróbicos para degradar la materia orgánica en las aguas residuales y para producir un efluente de alta calidad. Para mantener las condiciones aeróbicas y mantener suspendida la biomasa activa, se requiere una fuente de oxígeno constante y bien programada.

La planta propiamente dicha utilizará los siguientes procesos unitarios:

_ Remoción de sólidos

_ Aireación (lodos activados)

_ Sedimentación secundaria

_ Cloración

_ Digestión

_ Deshidratación de barros.

La aireación convencional será un proceso de barros activados que utilizará un alto nivel de partículas de lodos bajo aireación. A medida que se vaya produciendo un exceso de barro, se lo deberá volcar en el compartimiento de lodos (digestor), lugar en que se lo acondicionará para su disposición final. Del clarificador se retornará barro al compartimiento de aireación.

La salida de líquido del clarificador pasará a través de un compartimiento de cloración y de allí mediante emisor, al punto de descarga.

_ Tratamiento de Línea Líquida

· Tratamiento primario: Reja mecánica de limpieza automática – Pozo de bombeo aireado.

· Tratamiento secundario: Barros Activados con Depuración Completa por medio de tanque de Aireación y Sedimentador Secundario.

· Tratamiento terciario: Desinfección con cloro líquido en Cámara de Cloración tipo laberinto para la etapa final previa al vertido del efluente de la Planta.

· Emisario del efluente tratado y Obra de descarga.

_ Tratamiento de Lodos

· Digestión aeróbica de barros.

· Estación de bombeo de barros.

· Deshidratación final de los barros por deshidratación mecánica.

VENTAJAS
Buena resistencia a las cargas por impacto.
Se puede operar en una variedad de índices de carga orgánica e hidráulica.
Alta reducción de DBO y patógenos (hasta un 99%).
Se puede modificar para lograr límites de descarga específico.

DESVENTAJAS
Propenso a complicados problemas químicos y micro – biológicos.
El efluente puede necesitar tratamiento/desinfección adicional antes de su descarga.
Requiere diseño y supervisión expertos.
Alto costo de capital; alto costo de operación.
Se requiere una fuente constante de electricidad.

- **Planta de tratamiento con filtro percolador:**

Una instalación de tratamiento de aguas residuales municipales que utilice filtros percoladores como unidad biológica posee un conjunto de equipos convencionales que se clasifican como:

1- Pre tratamientos: Rejas de gruesos y finos, desarenadores, desengrasadores, etc.
2- Medidores de caudal.
3- Tratamiento primario.
4- Tratamiento secundario.
5- Deshidratación o secado de lodos.
6- Disposición final del efluente.

Esquema de funcionamiento:

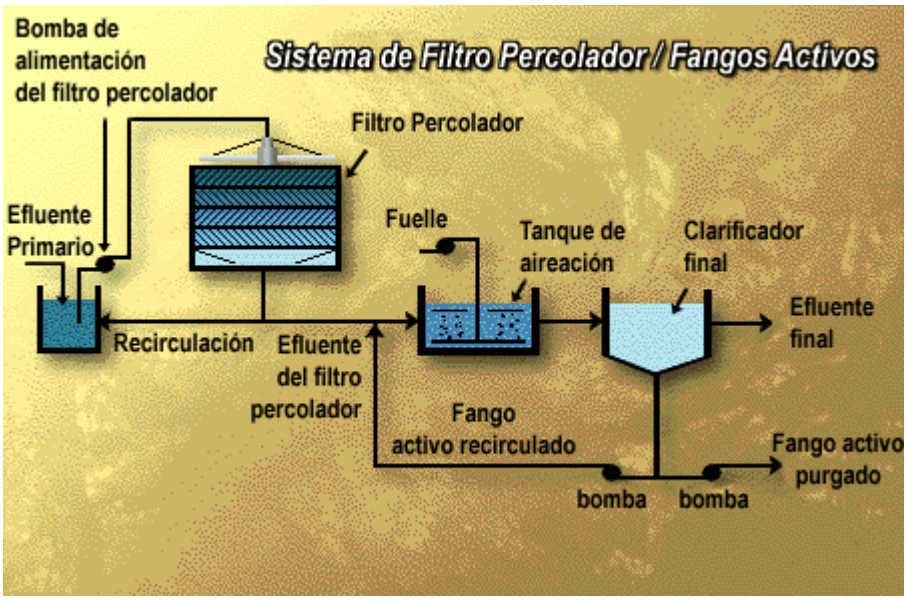


Imagen 3. Composición de sistema con filtro percolador.

1- Pre tratamientos:

Su objetivo es separar de las aguas crudas aquellos constituyentes que pueden obstruir o dañar los equipos de bombeo e interferir en los procesos subsecuentes de tratamiento.

2- Tratamiento primario:

Sedimentador primario

Su objetivo es la remoción de aquellos sólidos en suspensión que son sedimentables, mediante el proceso físico de decantación o sedimentación. Colateralmente se remueve una fracción de la DBO de las aguas residuales. Los sólidos se depositan en el fondo, de donde deben ser extraídos periódicamente a intervalos frecuentes para no dar tiempo a que tenga lugar su descomposición en el fondo, y la formación de gases.

3- Tratamiento secundario:

Filtros percoladores

Un filtro percolador o lecho bacteriano es una unidad de tratamiento biológico, consiste en un tanque, cilíndrico o rectangular, que contiene un lecho de material grueso, compuesto generalmente por piedras de diversas formas o materiales sintéticos, de alta

relación área/ volumen, sobre el cual son aplicadas las aguas residuales por medio de brazos distribuidores fijos o móviles.

Problemas más comunes en la operación de los filtros percoladores:

- Para la puesta en marcha se necesitan de 10 a 15 días para formar la película biológica. Pueden darse demoras debidas a una insuficiente carga volumétrica o por vertidos industriales que modifican el PH e inhiben el crecimiento microbiano.
- Desaparición de la película biológica de forma brusca, debida a un vertido ácido o tóxico puntual.
- Encharcamiento de la superficie del lecho. Por ejemplo debido a una mala granulometría del lecho rocoso.
- Malos olores. Debido al exceso de carga volumétrica del filtro y al crecimiento excesivo del espesor de la capa de limo sobre el medio de relleno, razón por la cual la aireación en el filtro es insuficiente.
- Moscas en los filtros. Que generan molestias tanto en la propia planta como en áreas aledañas.
- Formación de espumas en las áreas de recogida. Debida a la presencia de elementos tenso activos no biodegradables.
- Bloqueo de las aberturas de los distribuidores.
- Obstrucción de los sistemas de desagües inferiores por acumulación de grasa y crecimiento biológico.

-**Tratamiento por oxidación total:**

Su funcionamiento consiste en dos procesos:

El primero es el que sucede en el compartimento del reactor donde, mediante una bomba soplante y unos difusores, las aguas residuales se someten a una aireación prolongada, creando un medio aeróbico (agua con oxígeno) donde las bacterias aeróbicas encuentran un medio de cultivo. Cuando existe suficiente flora bacteriana estas bacterias se encargan de digerir la materia orgánica disuelta, consiguiendo así la descomposición biológica de la materia orgánica mediante la oxidación.

A continuación, las aguas pasan al segundo compartimento de la depuradora de oxidación total, el cual tiene como misión la decantación de fangos por gravedad. Las aguas limpias saldrán por el tubo de salida después de pasar por otra decantación que se efectúa mediante un decantador Thompson, diseñado para facilitar los procesos de sedimentación por gravedad de los lodos. Los fangos situados en la parte inferior de este segundo compartimento, se reenviarán a la fase de oxidación mediante una bomba recirculadora.

Antes de la depuración, y en función de cada caso, puede ser necesario tratar las aguas residuales mediante un separador de grasas y aceites con el fin de eliminar un exceso de grasas o aceites.

Si las aguas residuales contienen hidrocarburos, es necesario instalar un separador de hidrocarburos y aceites como paso previo a la instalación de la depuradora de aguas.

Ventajas:
No generan ruidos.
No producen malos olores.
Maximizan el rendimiento de la depuración.

Desventajas:
Mantenimiento, evacuación de las ¾ partes de los fangos acumulados anualmente.
Más adecuado para un número reducido de personas (hasta 300).
Requiere fuente constante de electricidad.

Tecnología a aplicar:

Considerando en detalle cada tipo de alternativa, se optó por realizar para la localidad de Sancti Spíritu, una planta de lodos activados.

DESARROLLO DEL PROYECTO

DESARROLLO DEL PROYECTO

ETAPAS DEL TRATAMIENTO

1.- Intercepción de sólidos.

· Las rejas de limpieza (automática y manual) tienen la finalidad de retener sólidos gruesos que puedan afectar las bombas.

Imagen 4. Reja de limpieza mecánica con peine giratorio.

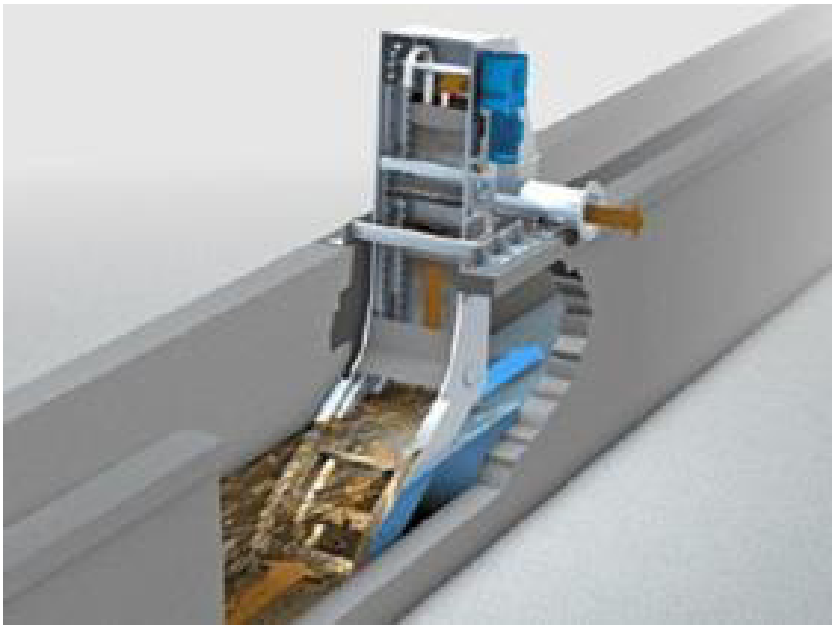


Imagen 5. Reja de limpieza mecánica.

Imagen 6. Reja de limpieza manual.

2.- Bombeo del efluente

· La elevación de los líquidos una vez que atravesaron las rejas interceptoras de gruesos es elevado por bombas sumergibles de arranque automático y secuencial. Las mismas serán aptas para líquidos cloacales con alta concentración de sólidos, con todos los accesorios, barras guías de instalación y montaje.

Imagen 7. Bomba sumergible cloacal.

Imagen 8. Pozo de bombeo.

3.- Tamiz Rotativo.

· Se Instalará por sobre el vertedero un tamiz rotativo previo el ingreso del líquido al caudalímetro y reactor. Debe estar constituida por una malla tipo Johnson, que corresponde a una malla con una forma curva dado por una parábola, que permite retardar la caída de los sólidos.

Imagen 9. Tamiz rotativo.

4.- Caudalímetros (vertederos) del cloacal crudo y de los lodos recirculados.

· En una cámara partidora se medirán los caudales del cloacal y de los lodos recirculados mediante el sistema de vertederos.

5.- Reactor/es o cámara/s de aireación.

· Es en esta etapa donde se produce el contacto entre el líquido crudo, los microorganismos presentes en el barro activado y el oxígeno provisto por los soplantes. Las bacterias se desarrollan en este medio aerobio y se alimentan de la materia orgánica produciendo la depuración del efluente.

· El sistema de aireación por insuflación de aire por difusores de burbuja fina, la geometría del tanque, sus dimensiones de alta eficiencia, tanto de mezcla completa como de agitación, son los elementos de ingeniería esenciales a proyectar para lograr el rendimiento esperado para la planta.

Imagen 10. Difusores en un reactor biológico.

6.- Sistema de aireación

. El propósito de la aireación es proporcionarle a los microorganismos el oxígeno necesario para que realicen sus procesos de transformación y degradación de la materia orgánica contaminante.

· Compuesto por moto sopladores para alimentar, por un lado la insuflación de aire para los difusores dispuestos en el reactor para mantener los niveles de oxígeno disuelto y mezcla completa y por otro el retorno del barro de recirculación y de los sobrenadantes.

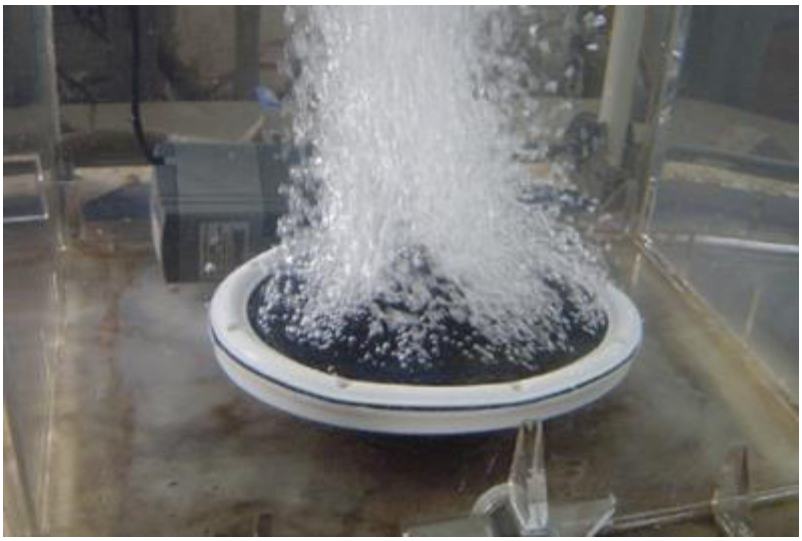


Imagen 11. Detalle de un disco difusor.

7.- Sedimentador/es

· Es en esta etapa donde se separará el líquido tratado de los barros activados.

· En esta zona quieta el licor mixto ingresa por nivel hidráulico, y luego del periodo de sedimentación determinado, permite evacuar el líquido depurado y clarificado a través de un vertedero.

· La recirculación de los barros activados sedimentados e intercepción de sobrenadantes y espumas.

Imagen 12. Sedimentador circular.

8.- Recirculación y purga de lodos.

· Con el manifold adecuado mediante válvulas, se derivará el barro de recirculación hacia el digestor en cada operación denominada purga de barros.

9.- Desinfección del clarificado efluente final a verter a la laguna Sancti Spíritu.

·El clarificado proveniente del sedimentador secundario, por gravedad, ingresará al laberinto o cámara de cloración que contará con una bomba dosificadora del hipoclorito de sodio. La forma de laberinto permite que el hipoclorito de sodio cumpla con su función de desinfección del efluente a descargar.

.Previo al ingreso de la cámara de cloración se encuentra una canaleta Parshall utilizada para medir el caudal del efluente y ajustar la dosificación a este, así como también contribuye a la mezcla del desinfectante con el agua residual.

Imagen 13. Canaleta Parshall

Imagen 14. Cámara de cloración.

10.- Cámara de muestreo y aforo

· Cámara vertedero para extracción de muestras y medición de caudales efluentes del líquido tratado.

11.- Digestión de lodos purgados.

· En un tanque adicional aireado donde se envían el exceso de barros (purga) periódicamente extraídos para mantener las condiciones en el licor mezcla.

· Se reciben los barros en concentraciones elevadas y al suministrar aire permite que las bacterias entren en fase de respiración endógena digiriéndose hasta alcanzar su mineralización.

12.- Espesado

· La maniobra de espesado del lodo, previamente a su deshidratación, se llevará a cabo en el mismo digestor, suspendiendo la aireación. Al aquietarse se separa un porcentaje clarificado que mediante válvulas intermedias regresa al pozo de bombeo y en la tolva inferior se concentra barro espesado que es retirado periódicamente para su deshidratación.

13.- Deshidratación de los lodos digeridos y espesados

· Se seleccionará un equipo denominado "superdecanter" de alta eficiencia de deshidratación superior al 10 % de operación continua.

14.- Disposición final de lodos deshidratados.

· La correcta disposición final de estos lodos resulta condición fundamental para el cumplimiento de las disposiciones vigentes.

.En este caso, al tratarse de aguas puramente domiciliarias, es decir, al no haber vertidos industriales, los lodos pueden utilizarse como acondicionadores de suelo o para recuperar áreas degradadas.

Imagen 15. Descarga de lodos.

Imagen 16. Disposición de lodos en áreas degradadas.

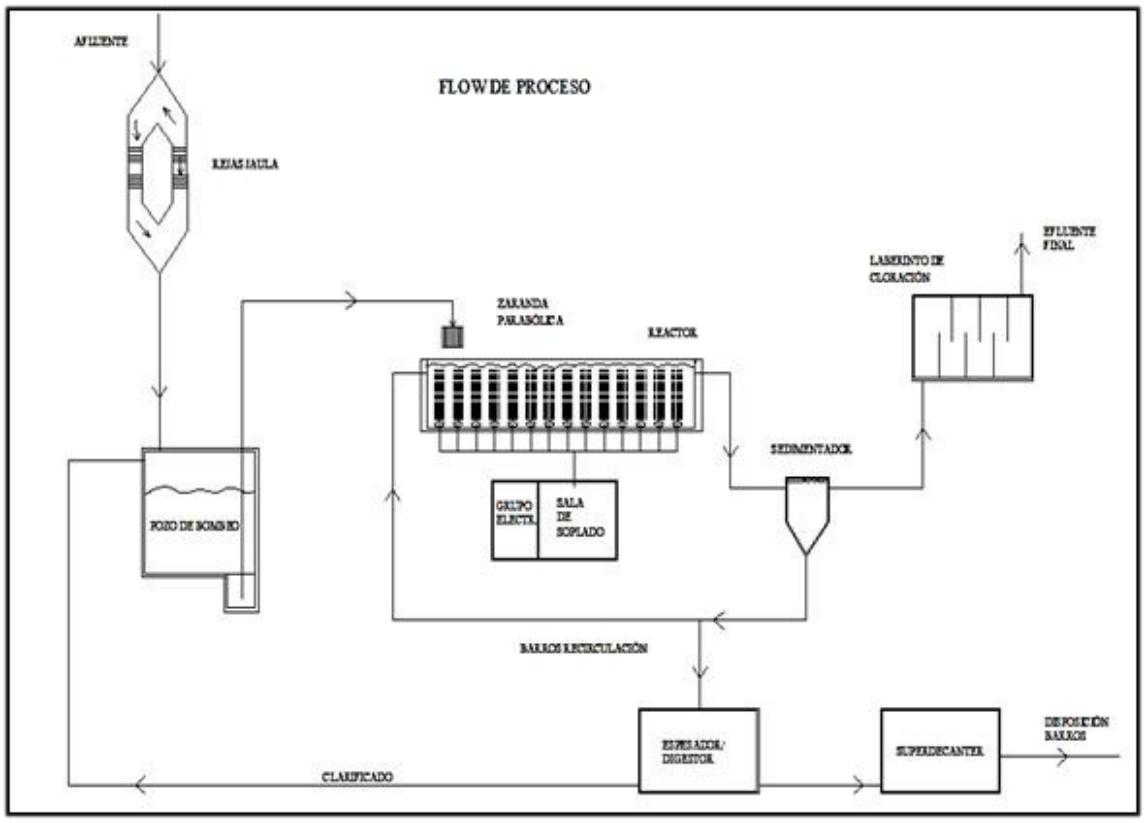


Imagen 17. Diagrama de flujo de la planta.

Principios físico-químicos del tratamiento:

El tratamiento de efluentes cloacales por barros activados se basa en mantener colonias de microorganismos capaces de degradar la materia carbonosa del líquido a tratar para la depuración del mismo.

Deberá medirse la carga contaminante en Demanda Bioquímica de Oxígeno, en adelante **DBO**, que resulta la cantidad de oxígeno que absorberá un volumen determinado de líquido cloacal incubado en laboratorio durante 5 días a 20 ºC.

La zooglea (microorganismos en suspensión) transforma la DBO en sustrato de sus propios organismos los cuales se manifiestan físicamente como sólidos volátiles, en adelante barros/lodos, que se mantienen en suspensión en el reactor (cámara de aireación). La contaminación entonces se transforma en sólidos capaces de sedimentar separándose en la etapa de sedimentación en una corriente con baja carga orgánica en adelante **CO** (DBO < 50 mg/l) y una corriente mezcla líquido-lodos sedimentados que es necesario en parte recircular y en parte quitar del sistema (purga de lodos).

La recirculación de lodos es necesaria para acelerar el proceso de tratamiento, dado que éstos mantienen altas concentraciones de colonias de microorganismos capaces de continuar el proceso de depuración de los líquidos cloacales al mezclarse en el ingreso al sistema con el líquido cloacal a tratar.

De esta manera se produce una mezcla entre el líquido cloacal y los microorganismos que luego se potencia y completa en la cámara de aireación, acortando los

tiempos de absorción de la CO por los microorganismos. El proceso de barros activados se opera manteniendo un equilibrio entre la CO de ingreso y la cantidad de microorganismos presentes medida como sólidos suspendidos volátiles, en adelante **SSV**, en la cámara de aireación. Este equilibrio se mantiene extrayendo regularmente y de acuerdo a los datos.

Ubicación de la planta de tratamiento:

Gasolinera
Acceso a Sancti Spiritu
Acceso a Sancti Spiritu
Sancti Spiritu
Avenida San Martín
Laprida
RP 4 s
RP 4 s
RP 4 s
RP 4 s
3D
Mapa
Google

Gasolinera
Acceso a Sancti Spiritu
Acceso a Sancti Spiritu
Sancti Spiritu
Avenida San Martín
RP 4 s
RP 4 s
RP 4 s
RP 4 s
Mapa
Google
3D

Cotas con las alturas para definir el óptimo lugar de emplazamiento:

Imagen 18. Fotografía satelital de Sancti Spíritu con cotas.

Criterios para la selección del mismo:

A los fines de preservar las instalaciones, evitando riesgo de anegamiento, en este proyecto se propone el siguiente lugar de emplazamiento (el mismo puede modificarse una vez hecho el proyecto de cloacas de la localidad), requiriendo una obra de conducción para llevar los efluentes hasta su descarga.

Imagen 19. Fotografía satelital para destacar el lugar de emplazamiento.

El lugar cuenta con las siguientes ventajas que lo hacen apto para efectuar la obra:

1) Se encuentra alejado de las viviendas.
2) Existe una barrera forestal que lo separa de las viviendas más próximas.
3) El terreno posee una elevación considerable que minimiza la posibilidad de inundación y se encuentra cerca del sector de descarga.
4) El lote al que pertenece el terreno seleccionado, está destinado a la actividad agrícola, se descarta que el mismo se utilice con otro fin, por lo tanto en caso de requerirse una ampliación de la Planta, la misma podrá realizarse sin mayor inconveniente.

NIVELACIÓN

Imagen 20. Fotografía del lugar de emplazamiento.

Imagen 21. Nivelación

Imagen 22. Fotografía satelital con medición entre A y B.

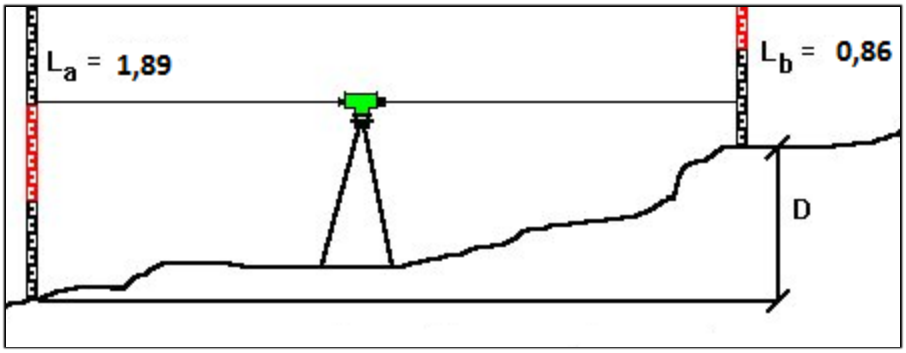


Imagen 23. Explicación del proceso de nivelación.

D = 1,89m – 0,86m = <u>1,03m</u>

<u>Punto A</u>	<u>Punto B</u>
Hilo sup. = 2,32m	Hilo sup. = 1,02m
Hilo medio = 1,89m	Hilo medio = 0,86m
Hilo inf. = 1,455m	Hilo inf. = 0,71m

d_a = (2,32m – 1,455m) x 100 = 86,5m

d_b= (1,02m – 0,71m) x 100 = 31m

FLOW SHEET

FLOW SHEET

AFLUENTE

REJAS

POZO DE BOMBEO

ZARANDA PARABÓLICA

REACTOR

GRUPO ELECTR.

SALA DE SOPLADO

SEDIMENTADOR

LABERINTO DE CLORACIÓN

EFLUENTE FINAL

BARROS RECIRCULACIÓN

ESPESADOR/ DIGESTOR

SUPERDECANTER

DISPOSICIÓN BARROS

CLARIFICADO

PROYECTO INTEGRADOR: "Planta de tratamiento de efluentes cloacales "		
ALUMNO	Nievas Romina Andrea	Fecha 21/12/18
D. TÉCNICO	ING. Alberto Armas	PLANO
ESC.	FLOW SHEET	01

MEMORIA DESCRIPTIVA

Memoria descriptiva del proceso.

Canal de entrada a la depuradora.

El canal será de sección rectangular, previo a las rejas de desbaste. Para el diseño del mismo se empleó la fórmula de Manning. Deberá tener un ancho y profundidad mínimo, con un área vertical útil, mayor o igual a las dimensiones del colector de aguas residuales que conduce el caudal a la depuradora. Los criterios básicos de diseño se exponen en la Tabla 6.

Parámetro	Valor o rango
Altura mínima de lámina de agua	0,3m a caudal medio
Velocidad de flujo en el canal	0,6 a 1,0m/s (a caudal medio)
Borde libre (por encima del caudal punta al final del período de diseño)	0,3 a 0,4m
Coeficiente de rugosidad de Manning	0,014 (independientemente del material de construcción)

Tabla 6. Criterios de diseño para el canal de entrada (Lozano-Rivas, Material de clase para las asignaturas de Tratamiento de Aguas Residuales, 2012).

Imagen 24. Canal de ingreso a una PTAR. Foto: William Antonio Lozano Rivas.

Si se considera que el colector principal es de PVC 315, por lo tanto tiene un área transversal de 0,073m^2, el canal debe tener un área útil igual o mayor.

Siendo:

Q= 0,02m^3/s

V= 0,6m/s

A=0,033m^2

Al ser el área resultante inferior a la del caño principal, se adopta el área de este último.

Adoptando una sección cuadrada de área mojada y respetando los valores mínimos, se tendrá un canal de 0,30m de ancho y 0,30m de altura útil (lámina de agua).

Valores del Coeficiente de Manning (*n*)

Perímetro mojado	n	Perímetro mojado	n
Canales naturales		Canales artificiales	
Limpios y rectos	0.030	Vidrio	0.010
Fangoso con piscinas	0.040	Latón	0.011
Ríos	0.035	Acero, suave	0.012
		Acero, pintado	0.014
Llanuras de inundación		Acero remachado	0.016
Pasto, campo	0.035	Hierro fundido	0.013
Matorrales baja densidad	0.050	Concreto terminado	0.012
Matorrales alta densidad	0.075	Concreto sin terminar	0.014
Árboles	0.150	Madera cepillada	0.012
		Baldosa arcilla	0.014
Canales de tierra		Ladrillo	0.015
Limpio	0.022	Asfalto	0.016
Grava	0.025	Metal corrugado	0.022
Maleza	0.030	Madera no cepillada	0.013
Piedra	0.035		

Tabla 7. Materiales y su respectivo valor de coeficiente de Manning.

La pendiente requerida para el canal se calcula con la fórmula de Manning.

$$V=\frac{Rh^{2/3}}{n}\cdot S^{0,5}$$

Despejando S:

$$S=\left[\frac{\frac{0,60m}{s}\cdot 0,014}{\left(\frac{0,073}{0,3+0,3+0,3}\right)^{2/3}}\right]^2$$

S= 0,002 = 0,2%

REJAS

. Se colocarán rejas con sistema de limpieza mecánica y manual.

· Debe proyectarse un doble canal. En un canal se ubicará una reja mecánica y en el otro una manual. La condición de funcionamiento normal es a través de la reja automática. En caso de rotura y necesidad de mantenimiento se utiliza la reja manual del otro canal. El tipo de reja escogida será totalmente construida en acero inoxidable. Los sólidos retenidos se dispondrán en contenedores para ser transportados a disposición final. En la zona de

recogida de los sólidos se ubicará una estación de dosificación manual de cal en polvo para inertizar los sólidos y disminuir la proliferación de olores.

El mecanismo de limpieza elegido es el de peine giratorio.

Previo al doble canal, se colocará una reja de mayor abertura para interceptar basura, que podría causar obstrucción del sistema.

CARACTERÍSTICAS	LIMPIEZA MANUAL	LIMPIEZA MECÁNICA
Tamaño de la barra: Anchura, mm Profundidad, mm	 5-15 25-37.5	 5-15 25-37.5
Separación entre barras, mm	25-50	15-75
Pendiente en relación a la vertical, grados	25-50	50-82.5
Velocidad de aproximación, m/s	150	150
Pérdida de carga admisible, mm	150	150

Tabla 8. Información típica para el proyecto de rejas de barras de limpieza manual y mecánica (Metcalf & Eddy, 1996).

Rejas de limpieza mecánica		
Características	Rango	Comentarios
Aberturas	6-38mm	La abertura ideal es de 18mm para evitar daños en las instalaciones aguas abajo.
Velocidad de aproximación	0.6-1.2m/s	
Velocidad mínima	0.3-0.6m/s	Necesario para evitar acumulación de arenas en el lecho del canal.

Tabla 9. Rejas de limpieza mecánica (WEF, 1992).

Características adoptadas:
Tamaño de la barra:
Anchura, mm ——————————— 8
Separación entre barras, mm ——————— 30
Pendiente en relación a la vertical, grados—— 82.5

Área del canal en la zona de las rejas:

$A_R = B_C . \frac{L}{L+B} . (1 - \frac{G}{100})$

Donde:

A_R= área útil del canal en la zona de la reja m^2.

B_C= ancho del canal (m).

L = luz o espacio entre barrotes (m).

b = ancho de los barrotes (m).

G = grado de colmatación (usualmente se adopta un valor de 30%).

$A_R = 0{,}3m . \frac{0{,}030m}{0{,}030m+0{,}008m} . (1 - \frac{30}{100})$

$A_R = 0{,}166m^2$

Debido a que los barrotes restan área útil del canal, incrementando la velocidad de flujo en la reja, por lo cual debe incrementarse el ancho del canal en la zona donde está ubicada la criba o aumentar la profundidad.

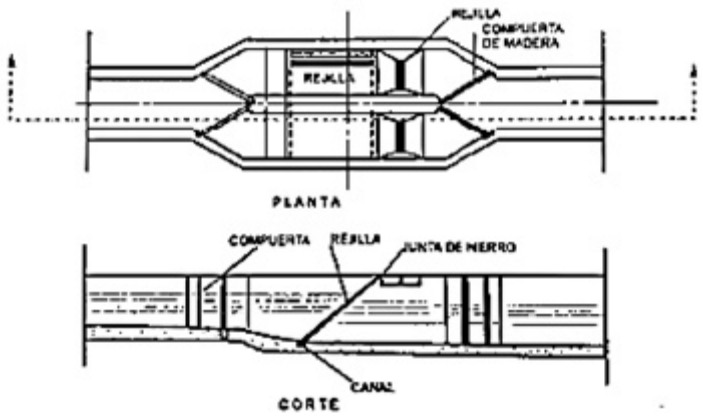


Imagen 25. Ilustración zona de rejas (Romero Rojas, 1999).

Se adopta un ancho de 0,40m y una profundidad útil de 0,45m.

El número de barrotes se puede calcular por la siguiente expresión:

$$N = \frac{B_{R-L}}{b+L}$$

Donde:

N= número de barrotes.

B_R= ancho del canal en la zona de la reja (m).

L= luz o espacio entre barrotes (m).

b= ancho de los barrotes (m).

N = $\frac{0,4-0,030}{0,008+0,030}$

N= 9,74 adopto 10

Con lo cual:

B_R=0,41m

Se despeja la velocidad de la siguiente fórmula:

$$P = Q \cdot \frac{b + L}{\left(1 - \frac{G}{100}\right) \cdot V_p \cdot L \cdot B_c}$$

Donde:

P= profundidad en la zona de las rejas (m).

Q= caudal de aguas residuales (m^3/s).

V_p= velocidad de paso entre las rejas (m/s).

V_p= 0,196m/s

La pérdida de carga, puede calcularse por la siguiente expresión:

$$\Delta H = \frac{V_p{}^2}{9,1}$$

Donde:

ΔH = pérdida de carga generada por la reja (m).

V_p= velocidad de paso a través de la reja (m/s).

ΔH = 0,0042m

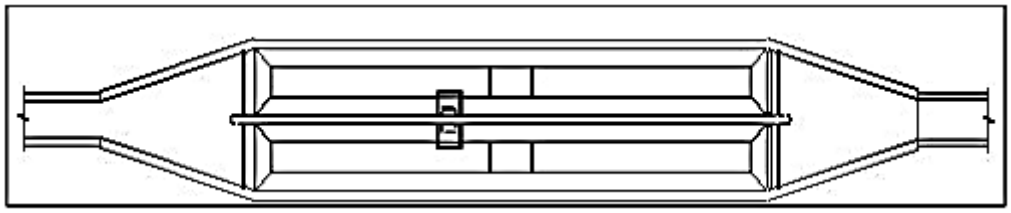


Imagen 26. Desarenador de dos unidades en paralelo (planta).

Debe existir una transición en la unión del canal o tubería de llegada al desarenador para asegurar la uniformidad de la velocidad en la zona de entrada. La transición debe tener un ángulo de divergencia suave, no mayor de 12° 30'.

Para determinar la longitud, se utilizará el TRH, que de acuerdo a Lozano Rivas debe estar comprendido entre 100 a 300s.

V= TRH.Q

V= 100s . 0,02m^3/s

V = 2m^3

Siendo la profundidad útil 0,45m, y el ancho de 0,40m, se despeja el largo del canal.

L = 11,1m

La longitud debe ser de 10 a 30 veces la altura de la lámina de agua, en este caso:

11,1m/0,45m = 24,7

Está dentro del rango de valores recomendados.

Pozo de bombeo:

El volumen del pozo debe ser lo más pequeño que se pueda para evitar la septización del líquido. Además, debe ser lo suficientemente grande para permitir que los períodos entre arranques sucesivos de los equipos de bombeo sean tales que no produzcan recalentamiento en los bobinados del motor eléctrico.

La forma del pozo y la permanencia del líquido en su interior deben ser tales que la sedimentación de sólidos se produzca en un mínimo y el líquido no resulte séptico.

Siendo:

V= volumen útil del pozo (en litros).

t = tiempo total transcurrido entre dos arranques sucesivos.

t= t_1+t_2

t_1= tiempo de vaciado

t_2= tiempo de llenado

t= $\frac{V}{Q_b-Q}+\frac{V}{Q}$

Sacando $\frac{V}{Q_b}$ factor común, resulta una nueva expresión:

$$t=\frac{V}{Q_b}\left(\frac{1}{1-\frac{Q}{Q_b}}+\frac{1}{\frac{Q}{Q_b}}\right)$$

En la cual, V y Q_b son constantes para una determinada instalación.

Llamaremos X= $\frac{Q}{Q_b}$ e y=t

Si V lo expresamos en litros y Q_b en litros por minutos el cociente $\frac{V}{Q_b}$ representará una permanencia en minutos.

Haciendo $\frac{V}{Q_b}$ = 5min y $\frac{Q}{Q_b}$ = 0,5 reemplazando:

Y=5min.($\frac{1}{1-0,5}+\frac{1}{0,5}$)

Y=20min

Lo que corresponde a tres arranques horarios.

Siendo:

Q = 965,33l/min

Con lo cual:

Q_b = Q/0,5 = 1930,66l/min

V= 5min. 1930,66l/min

V = 9653,3l = 9,65m^3

Se adoptará un pozo normalizado en PRFV, con un volumen útil de 9800l y un volumen total de 11800l.

El nivel de parada (mínimo) estará por encima del cuerpo de las bombas para prevenir desprendimiento de aire y gases por deficiencias en las condiciones de aspiración.

El pozo de bombeo contará con un acceso adecuado para inspección y limpieza. Se colocaran escaleras para el ingreso.

Se instalarán dos electro-bombas sumergibles de paso de sólidos superior a 4cm, una estará en funcionamiento y la otra en reserva, instaladas para un caudal de 115m^3/h y en total 230m^3/h.

Cada bomba tendrá su salida independiente con Manifold de dos válvulas exclusas para facilitar maniobras y sus correspondientes válvulas de retención.

Adopción de bombas según Tabla:

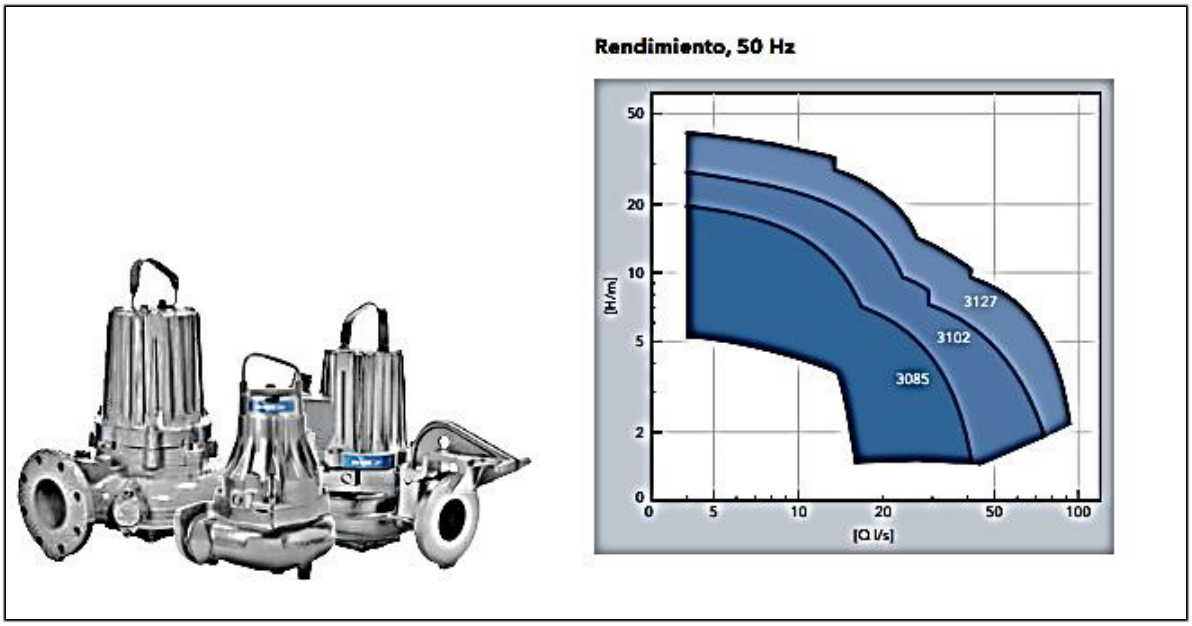


Imagen 27. Gráfico para adopción del modelo de bomba sumergible.

Potencias y tamaños

Modelo	3085	3102	3127
Potencia, kW	1.3-2.4	3.1-4.2	4.7-7.4
Descarga, mm (pulg.)	80 (3")	80 (3")	80 (3")
		100 (4")	100 (4")
		150 (6")	150 (6")

Tabla 10. Potencias y tamaños de bombas Flygt.

Se adoptan dos bombas Flygt modelo 3127.

Imagen 28. Bomba Flygt 3127 y su descripción.

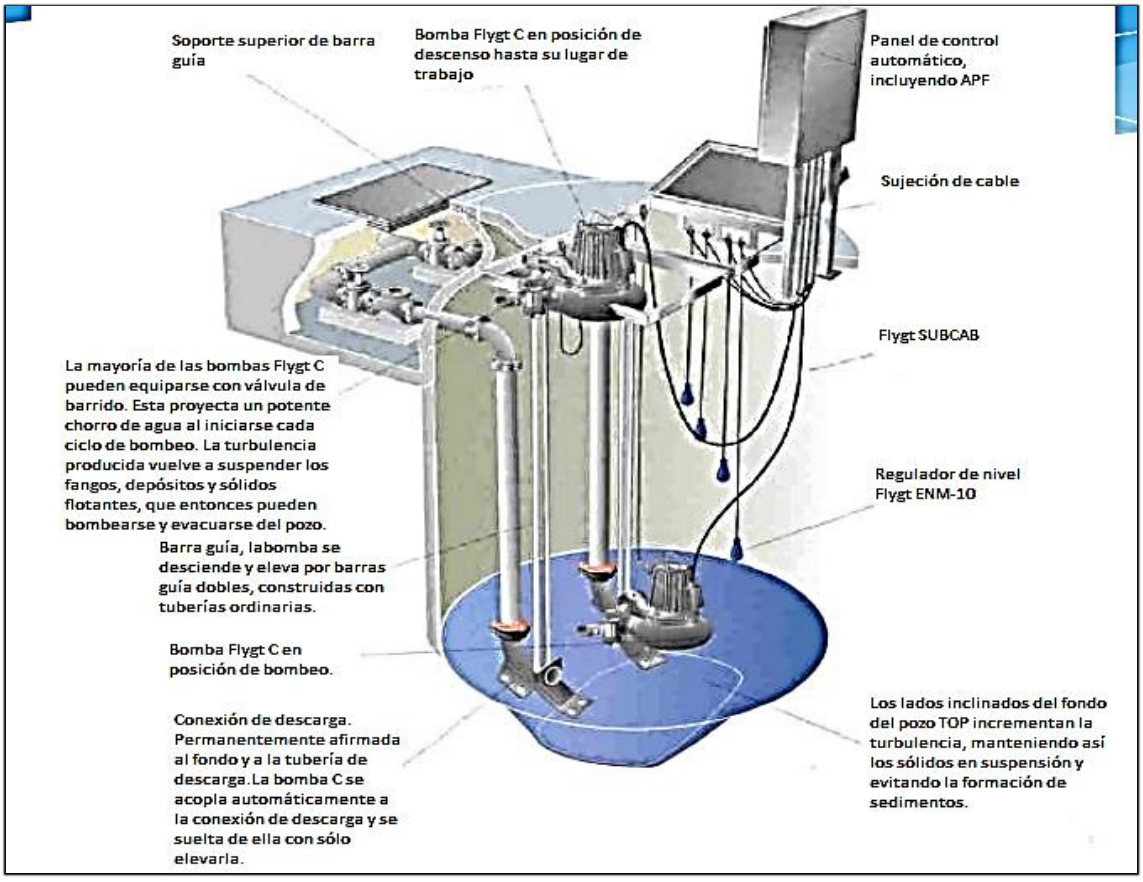


Imagen 29. Ilustración de pozo de bombeo con bombas y accesorios.

Cálculo de pérdidas lineales y localizadas, y cálculo de altura manométrica. Tablas extraídas de la hoja de cálculo.

DATOS DE LA INSTALACIÓN		v (m/s)
Caudal (Q)	16 l/s	2,21
Diámetro interior (D)	0,096 m	
Material conducción	A.Inoxidable	
Longitud tubería	25 m	
Altura geométrica (Hg)	**4,28 m**	

CÁLCULO POR COLEBROOK-WHITE		
Pérdidas lineales instalación	1,22	m
Pérdidas locales instalación	2,10	m
ALTURA MANOMÉTRICA INSTALACIÓN	**7,60**	**m**

Temp. (°C)	visc. din. (Pa.s)
5	$1{,}518.\,10^{-3}$
10	$1{,}307.10^{-3}$
15	$1{,}139.\,10^{-3}$
20	$1{,}102.\,10^{-3}$
25	$0{,}890.\,10^{-3}$
30	$0{,}708.\,10^{-3}$
40	$0{,}653.\,10^{-3}$
50	$0{,}547.\,10^{-3}$
60	$0{,}466.\,10^{-3}$
70	$0{,}404.\,10^{-3}$
80	$0{,}354.\,10^{-3}$
90	$0{,}315.\,10^{-3}$
100	$0{,}282.\,10^{-3}$

Material tubería	**Rugosidad (ε)**
PE, PVC	0,0015

PRFV	0,01
Tubos estirados de acero	0,0024
Latón o cobre	0,0015
Fundición revestida de cemento	0,0024
Fundición con revestimiento bituminoso	0,0024
Fundición centrifugada	0,003
Fundición asfaltada	0.06-0.18
Fundición	0.12-0.6
Acero comercial y soldado	0.03-0.09
Hierro forjado	0.03-0.09
Hierro galvanizado	0.06-0.24
Hormigón	0.3-3

DATOS DE LA INSTALACIÓN	
Caudal (Q)	16l/s
Diámetro interior (D)	0,096m
Rugosidad (ε)	0,06mm
C de H-W	130
Longitud tubería	25m

DATOS DEL FLUIDO	
Densidad (ρ)	1000,3Kg/m3
Viscosidad dinámica (μ)	0,001102 Pa.S

RESULTADOS HIDRÁULICOS	
Velocidad (v)	2,210m/s
Número de Reynolds (Re)	192565
Régimen	TURBULENTO

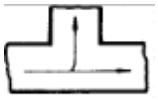
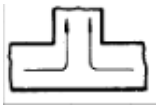
PÉRDIDAS DE CARGA LINEALES POR COLEBROOK-WHITE	
Coeficiente de fricción (f)	0,019490827

Pendiente hidráulica i (m/m)	0,048660
Pérdidas de carga lineales instalación (m)	1,22

DATOS DE LA INSTALACIÓN	
Caudal	16l/s
Diámetro int.	96mm
VELOCIDAD DE FLUIDO	
2,21	m/s
TÉRMINO CINÉTICO	
0,25	m
Elementos	hl(m)
Codos	1,25518229
Radios	0
Tes	0,747132
Válvulas	0,099618
Cambio suave secc.	0
Cambio brusco secc.	0
hl TOTAL (m)	2,10193225

DATOS DE LA INSTALACIÓN			Θ	Coef. K	Unidades	Pérdida
Caudal	16l/s		11,25	0,045	0	0
Diámetro int.	96mm		15	0,06	0	0
VELOCIDAD DE FLUIDO			22,5	0,15	0	0
2,21	m/s		30	0,16	0	0
			45	0,32	0	0
TÉRMINO CINÉTICO			60	0,7	0	0
0,25	m		90	0,9	4	1,25518229
					TOTAL	1,25518229

DATOS DE LA INSTALACIÓN			Coef K	Unidades	Pérdida
Caudal	16l/s				
Diámetro int.	96mm		1,5	0	0

VELOCIDAD DE FLUIDO					
2,21	m/s		2	0	0
TÉRMINO CINÉTICO			3	1	0,747132
0,25	m				
				TOTAL	0,747132

	Coef. K	Unidades	Pérdida
Válvula ángulo recto abierta 100%	2	0	0
Válvula ángulo recto abierta 75%	2	0	0
Válvula ángulo recto abierta 50%	3	0	0
Válvula ángulo recto abierta 25%	6	0	0
Válvula globo abierta 100%	4	0	0
Válvula globo abierta 75%	4	0	0
Válvula globo abierta 50%	6	0	0
Válvula globo abierta 25%	15	0	0
Válvula retención	2	0	0
Válvula compuerta abierta 100%	0,2	2	0,099618
Válvula compuerta abierta 75%	1,15	0	0
Válvula compuerta abierta 50%	5,6	0	0
Válvula compuerta abierta 25%	24	0	0
Válvula mariposa abierta 100%	0,4	0	0
Válvula mariposa abierta 75%	1	0	0
Válvula mariposa abierta 50%	13	0	0
Válvula mariposa abierta 25%	120	0	0
		TOTAL	0,099618

Diseño Tamiz rotativo:

Para la selección de la abertura del tamiz, se utilizará la siguiente tabla:

Abertura del tamiz (mm)	Caudal tratado por metro lineal (m^3/h)
0,15	30
0,25	50
0,50	90
0,75	120
1,00	145

Tabla 11. Capacidad de trabajo de los tamices rotativos (Lozano- Rivas, material de clase para las asignaturas de Tratamiento de aguas residuales, 2012).

TAMIZ ROTATIVO

En depuración de aguas residuales, se emplea el tamizado para la eliminación de los sólidos en una primera fase, mediante tamices cada vez de menor luz de paso. La filtración de sólidos mediante el tamizado supone una economía clara frente a los procesos de decantación con o sin reactivos, principalmente en aquellos procesos con menor producción de fangos.

En muchas industrias los tamices HIDROMETALICA, pueden recuperar, en los efluentes de desecho, subproductos con interesantes consecuencias económicas. También pueden realizar una función de pretratamiento antes de la descarga en los colectores municipales, separando sólidos y reduciendo las sobrecargas de aquellos.

Constituye pues una alternativa a los procesos de decantación primaria, al ser un elemento de desbaste fino capaz de retener residuos de hasta 0.25 mm, en un proceso continuo de separación sólido - líquido. En los tamices HIDROMETÁLICA los residuos retenidos son eliminados siempre sin posibilidad de colmatación alguna, dando solución a innumerables problemas de tamizado existentes en industrias alimenticias, procesos de depuración de aguas residuales, industria química, etc.

Sus características de diseño le confieren un alto rendimiento con tamaños bastante menores si se comparan con otros filtros o tamices del mercado.

Por su concepción, se trata de un dispositivo de funcionamiento Autolimpiante, capaz de operar durante largos periodos de tiempo sin necesidad de atención.

Imagen 30. Tamiz rotativo.

Funcionamiento

El líquido a filtrar penetra en la caja de alimentación, situada en la parte posterior del tamiz, a través de una tubuladura de diámetro adecuado al caudal calculado; la caja está diseñada para tranquilizar el flujo y distribuirlo a todo lo largo del cilindro filtrante. El cilindro constantemente en movimiento, filtra el líquido a través de unos perfiles calibrados, quedando los sólidos mayores que la luz de rendija seleccionada, retenidos en la superficie del tambor.

El cilindro filtrante, animado de una lenta velocidad de rotación, va transportando y escurriendo los sólidos hasta un dispositivo rascador que los desprende de su superficie.

Prosiguiendo su desplazamiento, el cilindro filtrante es limpiado por la fuerte caída del líquido filtrado eliminando completamente las pequeñas partículas que pudieran haber quedado retenidas.

EL líquido que pasa a través de las rendijas del cilindro filtrante es conducido hacia la salida que puede estar en la parte inferior o posterior del cuerpo.

Los Tamices Rotativos HIDROMETÁLICA van equipados además, con sistema de lavado interno mediante inyección de agua presión.

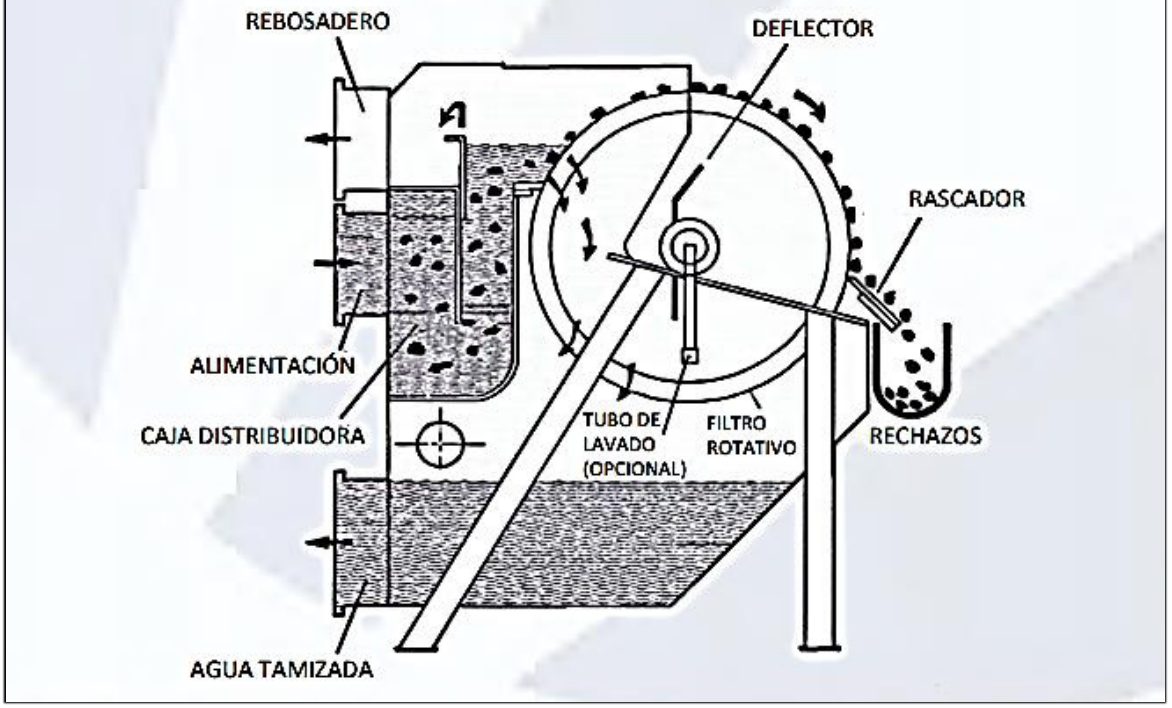


Imagen 31. Ilustración del funcionamiento del tamiz rotativo.

Principios de diseño

Los tamices rotativos HIDROMETÁLICA están construidos en su conjunto por los siguientes elementos:

- Tambor filtrante
- Estructura soporte
- Tubuladuras
- Rascador
- Mecanismo de accionamiento
- Sistema de limpieza

Tambor filtrante

Construido en malla de perfil Johnson acero inoxidable AISI-304, rigidizadas por nervios.

Un disco de acero inoxidable en uno de los extremos de la malla filtrante y un aro plano en el otro extremo, aseguran el soporte y movimiento del tambor, mediante el calado de un eje en voladizo; dicho eje se introduce en el motorreductor de eje hueco.

Estructura soporte

Construida en chapa de acero inoxidable y perfiles de acero para soporte de todo el conjunto. En él va alojado el tambor filtrante y a su vez soporta el grupo motriz. Por su construcción quedan formados dos recintos independientes, uno superior donde se almacena el líquido de entrada y se aloja el tranquilizador y otro inferior donde se recoge el líquido tamizado.

También va provisto el chasis de un *bypass* del líquido en exceso que es devuelto a la entrada del mismo.

En los laterales y sobre los brazos del tamiz se colocan soportes con rodamientos de bolas para giro del eje del tambor.

Tubuladuras

El depósito dispone de 3 Tubuladuras, una para la entrada (opcional), otra para la salida del efluente y otra para el rebose o bypass. Todas las Tubuladuras irán bridadas.

Rascador

Está construido por una placa de expulsión de acero inoxidable y rasqueta de nylon, la regulación y apriete de la rasqueta sobre el eje del tambor filtrante, se consigue, mediante unos tornillos regulables o muelles, diseñados para tal fin.

Con este sistema de rascado, se posibilita la descarga y limpieza continua de los sólidos depositados en el tambor filtrante.

Mecanismo de accionamiento

Formado por un motorreductor, calado sobre el eje que posee uno de los discos del tambor filtrante, estando éste eje apoyado sobre un soporte con rodamiento y el eje opuesto, también se apoya en otro soporte con rodamiento, dándole una alineación perfecta al tambor filtrante.

El motorreductor irá fijado a la estructura de refuerzo, mediante un brazo de reacción que le impide el giro en su funcionamiento.

Sistema de limpieza

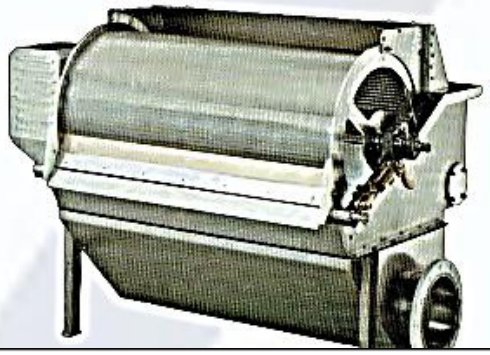
Independientemente del rascador exterior del tambor filtrante, el equipo dispone interiormente, de un sistema de limpieza de la malla filtrante, mediante una tubería y difusores de agua a presión.

Imagen 32. Tamiz rotativo.

Características técnicas: Tamiz rotativo (TR)

Talleres HIDROMETÁLICA fabrica de acuerdo con la normativa de la directriz de la Comunidad Europea "Maquinas 89/395/CEE", y con sus modificaciones y adiciones según las directivas 91/368 y 93/44, una gran variedad de TAMICES ROTATIVOS.

- Máxima clarificación, con aplicaciones urbanas y/o industriales
- Rápido tamizado de finos
- Una mayor capacidad de filtrado con atascos nulos
- Sistema de autolimpieza



ELECCIÓN DE TRF CON CHAPA PERFORADA/MALLA JOHNSON

Modelo	Capacidad en m3/h (Luz malla, mm)								
	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	2,00	2,50	3
TRF-24/25	9	15	20	25	27	30	35	40	45
TRF-24/50	12	20	25	30	25	40	47	52	55
TRF-30/30	2	5	6	9	10	12	16	20	30
TRF-40/23	14	25	34	40	50	65	70	70	80
TRF-40/50	30	50	71	77	85	98	113	125	135
TRF-40/80	49	86	115	124	148	158	183	202	217
TRF-40/100	58	100	138	148	160	188	220	240	260
TRF-63/30	27	48	65	80	90	105	115	115	125
TRF-63/50	50	80	110	140	160	180	190	190	210
TRF-63/60	55	100	135	170	190	215	230	230	250
TRF-63/75	70	120	160	205	240	280	290	290	310
TRF-63/90	85	150	205	252	290	325	350	350	375
TRF-63/100	100	170	225	285	320	360	385	385	400
TRF-63/120	110	200	270	340	380	430	480	480	510
TRF-63/150	135	250	340	420	480	540	580	580	610
TRF-63/180	170	300	415	505	560	650	700	700	730
TRF-91/200	275	476	665	785	915	1000	1000	1300	1340
TRF-91/300	410	715	1000	1175	1375	1575	1875	2075	2120
TRF-120/300	575	1024	1386	1473	1650	1910	2244	2507	2719
TRF-120/400	747	1332	1802	1914	2016	2484	2917	3259	3534

Tabla 12. Datos para selección de tamiz rotativo.

Se adopta el modelo TRF-40/80

CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES

Modelo	Ø Tambor	Long. Tambor	A	B	C	D1	D2	D3	Peso vacío	Peso lleno	Motor (kW)
TRF-24/25	240	250	460	600	480	100	100	50	80	115	0,18
TRF-24/50	240	500	700	600	480	100	100	50	80	120	0,18
TRF-30/30	309	300	600	710	665	80	100	80	95	140	0,18
TRF-40/23	404	230	520	690	560	100	100	100	115	160	0,18
TRF-40/50	404	500	720	815	725	150	200	80	110	170	0,25
TRF-40/80	404	800	1020	815	725	200	250	100	160	200	0,25
TRF-40/100	404	1000	1220	815	725	200	250	100	190	250	0,25
TRF-63/30	632	300	1000	1070	1420	150	200	100	158	320	0,55
TRF-63/50	632	500	950	1205	1260	200	250	100	210	290	0,55
TRF-63/60	632	600	1220	1170	1280	200	250	140	260	450	0,55
TRF-63/75	632	750	1086	1150	1280	200	250	140	280	520	0,55
TRF-63/90	632	900	1520	1170	1280	200	250	140	300	575	0,55
TRF-63/100	632	1000	1450	1205	1260	200	250	200	320	430	0,55
TRF-63/120	632	1200	1820	1170	1280	300	350	200	340	700	0,75
TRF-63/150	632	1500	1950	1205	1260	300	350	200	330	570	0,75
TRF-63/180	632	1800	2420	1170	1280	300	350	200	420	950	0,75
TRF-91/200	914	2000	2450	1205	1260	300	350	200	390	710	1,5
TRF-91/300	914	3000	3800	1680	1920	2X300	2X300	200	1200	2250	1,5
TRF-120/300	1200	3000	3235	2250	1926	2x600	Libre	400	2650	3000	2,2
TRF-120/400	1200	4000	4500	2250	1926	2x750	Libre	500	2650	3100	2,2

Tabla 13. Características dimensionales de tamices.

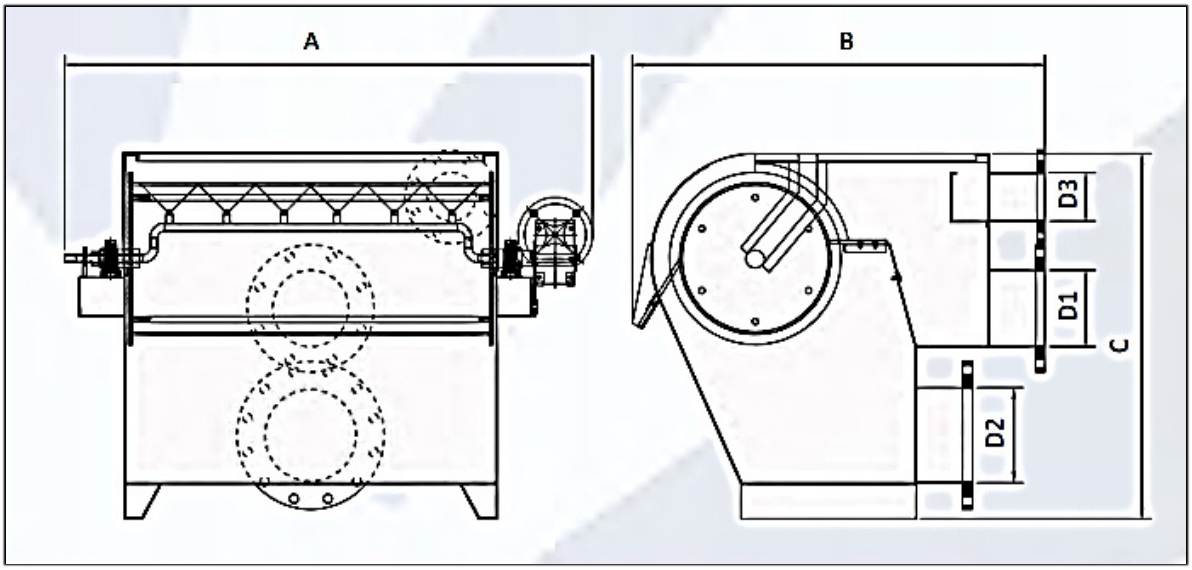


Imagen 33. Detalle de medidas principales a considerar.

Tratamientos

Tratamiento anticorrosivo:

- Decapado y pasivado al ácido según acero.

Control y mantenimiento

El mantenimiento de un Tamiz consiste en:

- Control y engrase del grupo motorreductor
- Control cojinetes de las rodaduras
  Comprobar acústicamente para proceder al recambio cuando sea necesario.
- Cambiar la lamina de polietileno del rascador a su desgaste
- En las tareas de mantenimiento y limpieza deberá cuidarse especialmente, que la maquinaria este desconectada y bloqueada para evitar accidentes.

Calidad

Los equipos de pretratamiento compacto fabricados por HIDROMETÁLICA poseen los correspondientes certificados de calidad a disposición de cualquier cliente que los solicite:

La calidad queda asegurada en cuanto a:

- Polietileno en rascador. Según norma UNE
- Homologación de soldadores y operarios de soldadura según ASME IX
- Proceso de soldadura GMWA con metal de aportación ER 70S6 y proceso SMWA con metal de aporte E-6013
- Tubuladoras en cumplimiento con las normas ASTM, ANSI Y ASME
- Control de soldaduras mediante líquidos penetrantes
- Aceros inoxidables. Normas AISI-304 y AISI-316

Diseño del reactor biológico:
Tanque de aireación
Constantes cinéticas:
K_o = tasa específica de crecimiento
K_o= 12 día^{-1}
K_m= Constante de saturación del sustrato
K_m= 70mgDBO_5/L
Y = Rendimiento
Y = 0,67mg SSVLM/ mgDBO_5
K_d= Constante de declinación
K_d=0,042día^{-1}

Parámetros biológicos de diseño:
S_o= Concentración de DBO_5 en el afluente
S_o= 450mg/l
S = Concentración de la DBO_5 soluble en el efluente
ɵ$_c$= Tiempo de residencia celular
ɵ$_c$= 25días
X = SSVLM
X = 3000mg/l
X_r= Sólidos suspendidos volátiles en el retorno
X_r= 6500mg/l
V = volumen del reactor
ɵ= Tiempo de residencia hidráulica
Q_r = Caudal de retorno
R = Relación de recirculación
Q_w= Caudal de purga
P_x = Producción de lodos
O_2= Oxígeno necesario

Rangos de parámetros de diseño (Fuente Metcalf – Eddy):

Carga másica: U
U: Relación alimento/ Microorganismo
U: 0,05 – 0,15Kg DBO_5/Kg SSVLM-día
ɵ$_c$= Tiempo de residencia celular
ɵ$_c$= 20-30días
ɵ= Tiempo de residencia hidráulica
ɵ=18-36h
Concentración en el reactor:
SSVLM: 3000-6000mg/l
Carga volumétrica: 0,16-0,4Kg DBO_5/m^3
Relación de recirculación: R
R: 0,75 – 1,5

$\frac{DBO_5}{DBO_l}$=0,7
$\frac{SSVLM}{SSLM}$=0,9
DBO_l= DBO en el tiempo t=0
Cálculo de la DBO_5soluble en el efluente: S

$$S = \frac{K_m(1+K_d.\theta_c)}{\theta_c(K_o - K_d)-1}$$

$$S = \frac{70_{(1+0,042.20)}}{20(12-0,042)-1}$$

S = 128,8/238,16 =<u>0,54mg/l</u>

Cálculo del volumen del reactor:

$$V = \frac{\theta_c.Q.Y(S_o - S)}{X\,(1+K_d.\theta_c)}$$

$$V = \frac{20.1390.0,67(450 - 0,54)}{3000\,(1+0,042.20)}$$

V =1516,6m^3

Dimensiones:

Largo: 29,5m

Ancho: 14,7m

Profundidad: 3,5m

A los efectos de simplificar el desarrollo estructural, se emplearán dos reactores de iguales dimensiones para satisfacer la demanda requerida, el caudal será repartido en un porcentaje de 50/50.

Dimensiones de los tanques:
Largo: 14,6m
Ancho: 12m
Profundidad: 4,3m

Cálculo del tiempo de residencia hidráulico:
ɵ = V/Q
ɵ = 1517,8m^3/1390m^3/d
ɵ = 1,09d
<u>ɵ = 26,2h</u>
Cálculo de la relación de recirculación:

R = $\frac{X_r}{X}$-1

R = $\frac{6500}{3000}$-1
R = 0,83
Luego:
R = Q_r/Q
Q_r=R.Q
Q_r=0,83.1390
Q_r= 1153,7m^3/d
Q_r= <u>48,07m^3/h</u>
Cálculo de la producción de fango:
Px = Y. obs.Q.(So-S)10^{-3}
Y. obs = $\frac{0,67}{1+0,042.20}$
Y.obs = 0,36
Luego:
Px = 0,36.1390 (450 – 0,54) 10^{-3}
Px = 224,9Kg de SSV/d
La masa total como sólidos suspendidos totales es:
Px = 224,9/0,9
Px = 249,9Kg de SST/d
Px = <u>10,4Kg de SST/h</u>

Cálculo de la purga de fango: Qw
Purga a partir del reactor:

Qw = V/Θ_C = 1516,6m^3/20d
Qw = 75,83m^3/d
Qw = <u>3,16m^3/h</u>

Purga a partir de la línea de recirculación:

Qw = X.V/X_r. Θ_C
Qw = 3000.1516,6/6500.0,9.20
Qw = 38,9m^3/d
Qw = <u>1,62m^3/h</u>

Cálculo de la necesidad de oxígeno O2:

Kg O2/día = $\frac{\text{Q.(So – S)}10^{-3}}{f}$ -1,42Px

f= $\frac{DBO_5}{DBO_l}$ = 0,7

$$\text{Kg O2/día} = \frac{1390.(450 - 0{,}54)10^{-3}}{0{,}7} \text{ -1,42.249,9}$$

O2 = 537,6Kg/d

Cálculo del volumen de aire:
Necesidad de oxígeno=537,6Kg/d
Peso específico del aire = 0,0012Kg/dm^3
Composición del aire = 23,2% de O2 en peso
Luego:

$$\text{Volumen de aire} = \frac{537{,}6}{0{,}0012 \,.0{,}232 \,.1000}$$

Volumen de aire = 1931,03m^3/d
Eficiencia de la transferencia de oxígeno = 10%
Luego:
Necesidad de aire: 1931,03/0,10 = 19310,34m^3/d
Necesidad de aire: 804,6m^3/h
Difusor adoptado:
Difusor disco fino de burbuja, marca Filsa

Imagen 34. Disco difusor.

Estructura:

1. Membrana: Adoptado el EPDM / silicona a resistente. Se puede frenar el envejecimiento efectivo de la membrana y prolongar la vida de uso en más de 8 años.

2. Slit agujero: Adopta la forma "^" para perforar, en el que evita el adverso de las aguas residuales de manera efectiva y la burbuja sería menor que 0.3mm durante la aireación.

3. Base: Hecho por el PP + fibra de vidrio, así la resistencia a la corrosión y una larga vida de servicio.

Ventajas:

- ✓ Reemplazo flexible para proyectos de mejora.
- ✓ Instalación Multi para PVC, HDPE, acero, etc.
- ✓ De oxígeno de alta transferencia eficaz.
- ✓ Capacidad de funcionamiento intermitente.

- ✓ Alta resistencia a la corrosión.
- ✓ Prevención de flujo.
- ✓ Instalación rápida y de bajo mantenimiento.
- ✓ Baja pérdida de presión.
- ✓ Efecto Agua – revolviendo.

Datos	7 pulgadas	9 pulgadas	12 pulgadas
Flujo de aire de trabajo (m3/h)	1~4	1~6	1~10
Flujo de aire diseñado (m3/h)	2	3	5
Eficiencia (%) Oxígeno transformar	>30	>30	>30
Areas de servicio (m2/unidad)	0.4~0.8	0.6~0.9	0.7~1.0
Tamaño de la burbuja (mm)	0.8~2.1	0.8~2.1	0.8~2.1
Pérdida de presión (kpa)	1.5~4.3	1.5~4.3	1.5~4.3
Capacidad de compuestos oxigenados (KgO2/h)	0.15-0.38	0.18-0.48	0.25-0.55
Eficiencia dinámica teórica (KgO2/kWh)	>8.9	>8.9	>8.9

Tabla 14. Parámetro técnico de discos difusores.

Necesidad de aire: 804,6m^3/h
Difusor adoptado: 12pulgadas, flujo de aire de trabajo 10m^3/h
N° de difusores = $\frac{804,6}{10}$ = 80,46 = $\underline{85}$
Las conducciones de aire serán de acero inoxidable.
Equipo soplador adoptado:

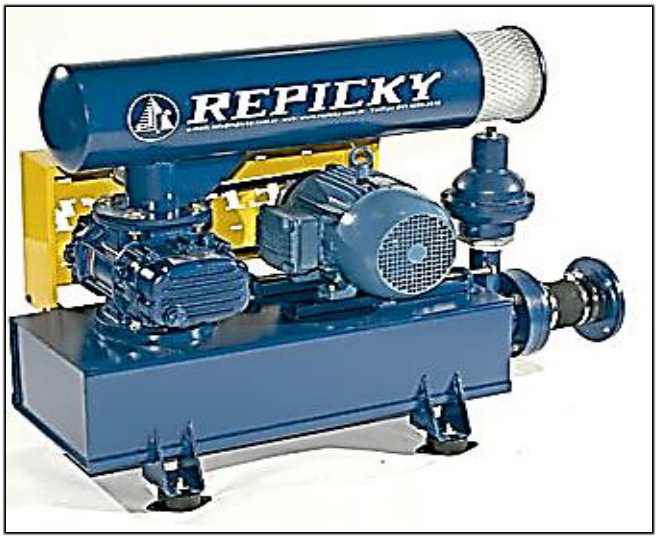


Imagen 35. Equipo soplador Repicky.

Imagen 36. Equipo soplador Repicky.

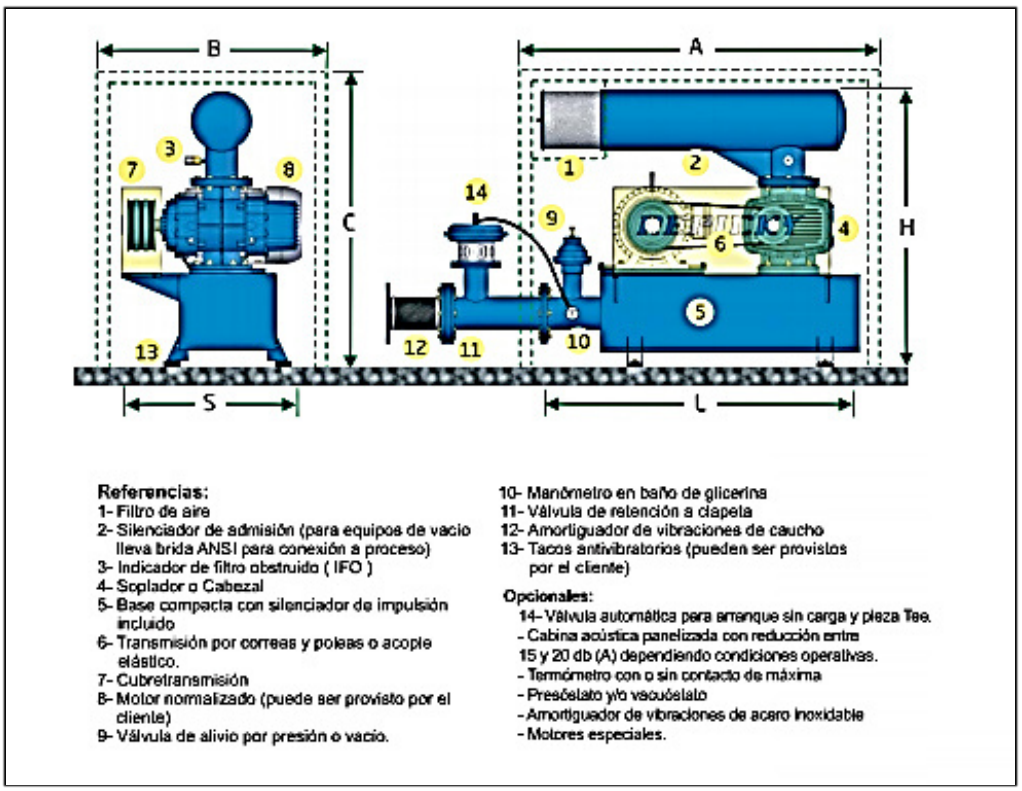


Imagen 37. Descripción de componentes del equipo.

Medidas generales en mm								
Modelo	A	B	C	L	S	H	Conexión Salida	Peso sin motor ni cabina [kg]
R100	1039	400	550	890	224	465	1,25" BSP	43
R200	850	500	590	950	432	572	2" BSP	93
R300	1125	864	1000	965	547	752	3" Brida ANSI	218
R500	1125	864	1000	965	674	799	3" Brida ANSI	261
R600	1448	1076	1234	1130	714	886	4" Brida ANSI	366
R1000	1448	1076	1234	1130	755	986	4" Brida ANSI	416
R1200	1448	1076	1234	1130	742	986	4" Brida ANSI	431
R1.5	2152	1372	1562	1460	838	1273	6" Brida ANSI	755
R2.0	2152	1372	1562	1823	990	1400	6" Brida ANSI	827
R2.5	2152	1372	1562	1823	1083	1400	6" Brida ANSI	1125
R3.0	2152	1372	1562	1823	1067	1400	6" Brida ANSI	1199
R3.5	2855	1950	2080	2020	1133	1580	8" Brida ANSI	1579
R3.8	2855	1950	2080	2020	1313	1580	8" Brida ANSI	1679
R4.0	2855	1794	2080	2020	1149	1710	8" Brida ANSI	1780
R4.5	3240	2145	2080	2565	1272	1877	10" Brida ANSI	2232
R5.0	3240	2145	2424	2565	1272	1957	10" Brida ANSI	2728
R5.5	2774	2528	2589	2970	1568	1780	12" Brida ANSI	3304
R6.0	2774	2528	2589	2970	1682	2070	12" Brida ANSI	3721
R6.5	3400	2700	2800	3428	2000	2340	14" Brida ANSI	4848

Tabla 15. Características dimensionales del equipo soplador.

Tabla de Selección de Sopladores trabajando como Compresor

Los valores indicados con una tolerancia de +/- 5 %, tanto de caudal de aspiración como de potencia del cabezal sin accesorios, corresponden a presión atmosférica normal P= 1013 mbar y temperatura de admisión del aire T = 20°C.
Para otros gases y/o condiciones operativas, consultar.

Modelo	RPM	100 Q m³/h	100 P HP	200 Q m³/h	200 P HP	300 Q m³/h	300 P HP	400 Q m³/h	400 P HP	500 Q m³/h	500 P HP	600 Q m³/h	600 P HP	700 Q m³/h	700 P HP	800 Q m³/h	800 P HP	900 Q m³/h	900 P HP	1000 Q m³/h	1000 P HP
R100	1450	258	0.4	23.1	0.5	18	0.7	13.7	0.9												
	2250	54	0.6	47.5	0.8	42.2	1.1	38.1	1.4	34.3	1.6	30.8	1.8								
	2900	74	0.7	67.3	1.1	62.2	1.4	57.9	1.8	54.1	2.0	50.6	2.3	47.4	2.7						
	4500	123	1.5	116	1.6	111	2.1	107	2.6	103	3.1	99	3.7	96	4.2						
R200	1450	63	0.6	52	0.9	43.3	1.3	35.9	1.6												
	2250	112	0.9	101	1.4	92.1	1.9	84.6	2.4	78.1	2.9	72.3	3.4								
	2900	152	1.2	140	1.8	132	2.4	124	3.1	118	3.8	112	4.5	106	5.1	101	5.7				
	4500	249	1.7	238	2.8	229	3.8	222	4.9	215	5.8	209	6.8	204	7.9						
R300	1450	89	0.8	80	1.1	65	1.5	58	1.9	48	2.4										
	2250	166	0.9	142	1.6	131	2.3	122	3.0	114	3.7	107	4.4	100	5.0						
	2900	210	1.2	196	2.0	185	3.0	176	3.9	168	4.8	161	5.8	154	6.5	148	7.5				
	4500	342	1.8	328	3.2	318	4.7	309	6.0	301	7.4	293	8.7	286	10.2	280	11.5				
R500	1450	142	1.0	132	1.6	112	2.3	101	3.0	91	3.6	82	4.3	74	4.9						
	2250	241	1.5	225	2.5	213	3.6	200	4.6	190	5.6	181	6.7	173	7.8						
	2900	322	1.9	306	3.3	292	4.8	281	5.9	271	7.3	262	8.8	254	10.0	248	11.3				
	4500	521	3.0	504	5.0	491	7.1	480	9.2	470	11.3	461	13.4	452	15.4	444	17.6	437	19.6		
R560	1450	185	1.2	158	2.1	130	3.0	120	3.9	105	4.9										
	2250	319	1.8	293	3.3	272	4.7	255	6.1	239	7.5	225	8.9	212	10.3						
	2900	429	2.4	402	4.2	382	6.0	364	7.9	349	9.7	335	11.4	321	13.3	309	15.1				
	4500	698	3.7	682	6.5	651	9.3	634	12.1	618	14.9	604	17.8	591	20.7						
R1000	1450	297	2.0	275	3.3	259	4.8	245	5.8	232	7.2	221	8.4	210	9.7						
	2250	487	3.1	466	5.1	449	7.1	435	9.1	422	11.1	411	13.1	400	15.0	390	17.1	381	19.0		
	2900	641	4.0	620	6.6	603	9.1	589	11.7	577	14.3	565	16.8	555	19.4	545	21.9	535	24.5	527	27.1
	4300	974	5.9	953	9.8	936	13.8	922	17.4	910	21.1	898	24.9	888	28.7	878	32.6	868	36.4		
R1200	1450	433	2.5	407	4.4	387	6.2	370	8.1	355	9.8	341	11.8	329	13.5	317	15.3				
	2250	703	4.0	677	6.8	657	8.6	640	12.4	625	15.2	612	18.0	598	21.0	587	23.8				
	2900	922	5.0	897	8.7	877	12.4	860	16.0	845	19.7	831	23.5	819	27.0	807	30.8				
	4300	1395	7.6	1370	13.0	1350	18.3	1333	23.8	1318	29.2	1304	34.5	1292	40.0						
R1.5	1450	606	4.0	570	6.5	543	8.8	520	11.6	499	14.2	480	16.7	464	19.2	448	21.7				
	2250	961	6.2	947	10.1	920	14.1	897	18.0	877	21.9	859	25.9	840	29.9	825	33.8	809	37.7	795	41.7
	2900	1288	8.0	1253	13.1	1226	18.1	1203	23.2	1183	28.3	1164	33.4	1147	38.4	1131	43.6	1115	48.6	1101	53.7
	3400	1523	9.5	1488	15.3	1461	21.2	1438	27.3	1371	31.2	1352	37.3	1335	43.7	1319	49.6	1304	55.3	1290	61.1
R2.0	1450	892	5.3	850	8.8	816	12.5	788	16.2	763	19.8	740	23.5	719	27.2	699	30.8				
	2250	1437	8.0	1395	13.7	1362	19.4	1338	25.0	1308	30.7	1285	36.5	1264	42.2	1244	47.8				
	2900	1861	10.3	1810	17.6	1805	24.9	1776	32.3	1751	39.7	1728	46.9	1707	54.3	1688	61.7				
	3400	2222	12.0	2179	20.7	2146	29.3	2117	37.8	2128	47.1	2089	55.3	2048	63.7						
R2.5	1450	1069	7.5	1213	13.3	1170	19.2	1133	25.1	1100	31.0	1070	36.8								
	2250	2039	11.8	1981	20.7	1940	29.0	1903	30.9	1870	48.0	1840	57.1								
	2900	2665	15.0	2605	26.7	2565	38.4	2528	50.2	2495	61.9	2465	73.7								
	3400	3147	17.5	3080	31.3	3046	45.2	3008	58.9	2976	72.5										
R3.0	1450	1268	7.4	1252	12.5	1168	17.8	1131	22.9	100	28.1	1069	33.3	1041	38.5	1015	43.7	990	48.9		
	1750	1556	8.9	1508	15.1	1457	21.4	1420	27.6	1387	34.0	1357	40.2	1329	46.4	1303	52.7	1279	59.0	1255	65.2
	2250	2037	11.4	1981	19.5	1937	27.5	1900	35.5	1867	43.6	1837	51.6	1810	59.7	1784	67.7	1759	75.8	1736	83.8
	2750	2517	14.0	2462	23.8	2418	33.7	2381	43.5	2348	53.3	2318	63.3	2290	72.9	2264	82.7	2240	92.6		
R3.5	1450	1707	9.2	1628	16.2	1562	23.3	1508	30.3	1461	37.2	1418	44.3	1377	51.3	1340	58.4				
	1750	2097	11.1	2016	19.6	1953	28.0	1899	36.6	1853	45.0	1808	53.4	1768	62.0	1731	70.4				
	2250	2749	14.3	2667	25.1	2605	36.3	2551	46.9	2503	57.9	2460	68.2	2420	78.6	2382	90.6				
	2750	3400	17.5	3319	30.7	3256	44.3	3202	57.4	3144	70.7	3111	84.3	3071	97.4	3033	111				
R4.0	1450	2409	12.2	2280	22.2	2180	32.2	2098	42.3	2029	52.3	1952	62.4								
	1750	2967	14.7	2810	26.9	2738	38.9	2654	51.2	2570	63.1	2518	75.2								
	2250	3897	18.3	3768	34.5	3668	50.1	3583	65.6	3509	81.2	3440	96.7								
	2750	4827	23.2	4698	42.2	4598	61.2	4513	80.2	4438	99.2	4370	118								
R4.0	1000	1676	9.4	1608	16.2	1539	23.2	1488	30.1	1442	36.9	1400	43.7	1363	50.6	1326	57.5	1292	64.4		
	1450	2510	13.8	2452	23.6	2372	33.8	2320	43.6	2274	53.4	2233	63.4	2196	73.5	2160	83.4	2126	93.4	2094	103
	1750	3065	16.4	2987	28.4	2927	40.5	2876	52.6	2830	64.6	2788	76.6	2750	88.7	2714	101	2681	113	2648	125
	2150	3804	20.2	3729	34.9	3667	49.8	3616	64.5	3570	79.3	3528	94.3	3490	109	3454	124	3423	139		
R4.5	1000	2262	11.7	2160	21.0	2080	30.3	2014	39.6	1953	48.8	1900	58.1	1848	67.3	1800	77				
	1450	3382	17.1	3291	30.5	3212	43.9	3134	57.3	3074	70.8	3020	84.2	2970	97.7	2923	111				
	1750	4131	20.6	4029	36.8	3950	53.7	3882	68.2	3822	85.5	3768	102	3718	118	3670	134				
	2150	5128	25.3	5025	45.2	4947	65.2	4878	84.6	4818	105	4763	125	4714	145						
R5.0	900	3080	18.8	2945	31.4	2842	44.0	2752	56.6	2675	69.2	2605	82	2537	94	2475	107	2418	119		
	1150	4020	24.2	3885	40.2	3780	56.2	3692	72.3	3613	88.3	3542	104	3475	120	3414	136	3356	153	3300	169
	1450	5145	30.4	5010	50.6	4907	70.9	4820	91.2	4740	111	4670	132	4603	152	4540	172	4482	192	4427	213
	1700	6094	35.6	5950	59.4	5845	83.1	5757	107	5680	131	5609	154	5543	178	5480	202	5420	226		
R5.5	900	4640	25.0	4465	43.7	4325	62.5	4208	81.2	4107	100	4018	119	3935	137	3848	156				
	1150	6040	32.0	5865	56.0	5725	79.8	5607	104	5505	128	5410	152	5325	176	5240	200				
	1450	7720	40.4	7545	70.5	7405	101	7290	131	7185	161	7090	191	7000	221	6920	252				
	1700	8120	47.2	8040	82.6	8005	118	8030	153	8585	189	8490	224	8400	260						
R6.0	800	5890	34.5	5675	58.2	5510	81.9	5370	105	5245	129	5130	153	5025	177	4925	200	4835	224	4745	247
	1000	7480	43.2	7265	72.8	7100	102	6960	132	6835	162	6720	191	6620	221	6515	250	6425	280	6335	309
	1200	9070	51.8	8860	87.3	8690	123	8552	158	8430	194	8315	229	8210	265	8110	300	8020	336	7930	371
	1350	10268	58.3	10060	98.3	9890	138	9745	178	9620	218	9510	258	9405	298	9300	338	9210	378		
R6.5	800	7330	42.8	7070	74.4	7480	106	7280	138	7130	170	6990	201	6850	233	6730	265				
	1000	10070	53.3	9800	92.9	9600	133	9420	172	9260	212	9120	252	8980	291	8860	331				
	1200	12200	63.9	11940	112	11730	159	11550	207	11400	254	11250	302	11120	350	11000	397				
	1350	13800	71.9	13540	128	13350	179	13158	235	13000	288	12850	340	12720	393	12600	447				

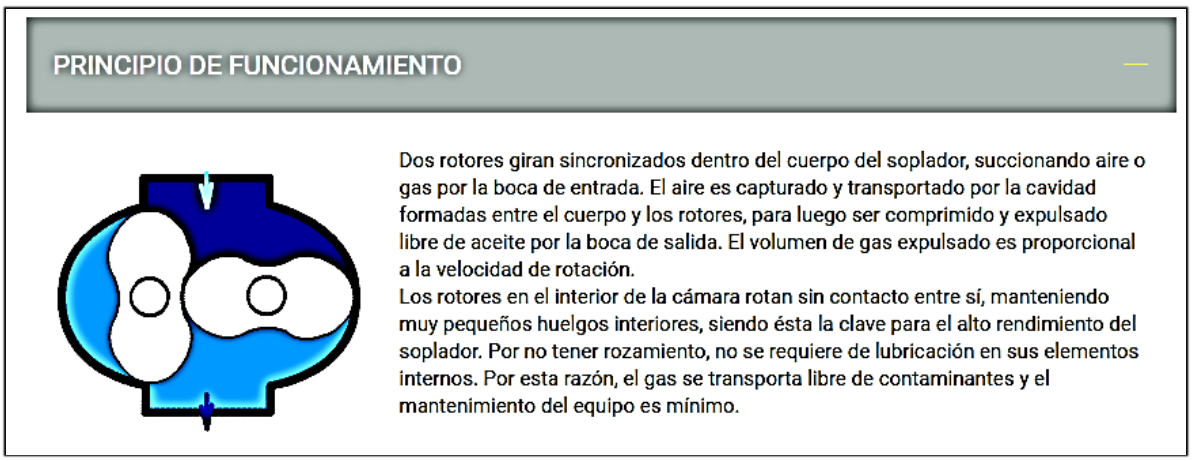


Imagen 38. Principio de funcionamiento de los sopladores.

Se adoptan dos sopladores modelo R1200. Uno estará en funcionamiento y otro en reserva. Para la selección del modelo se tomó en cuenta un incremento en el requerimiento de aire, para abastecer también al Digestor/ Espesador.

Diseño del sedimentador:

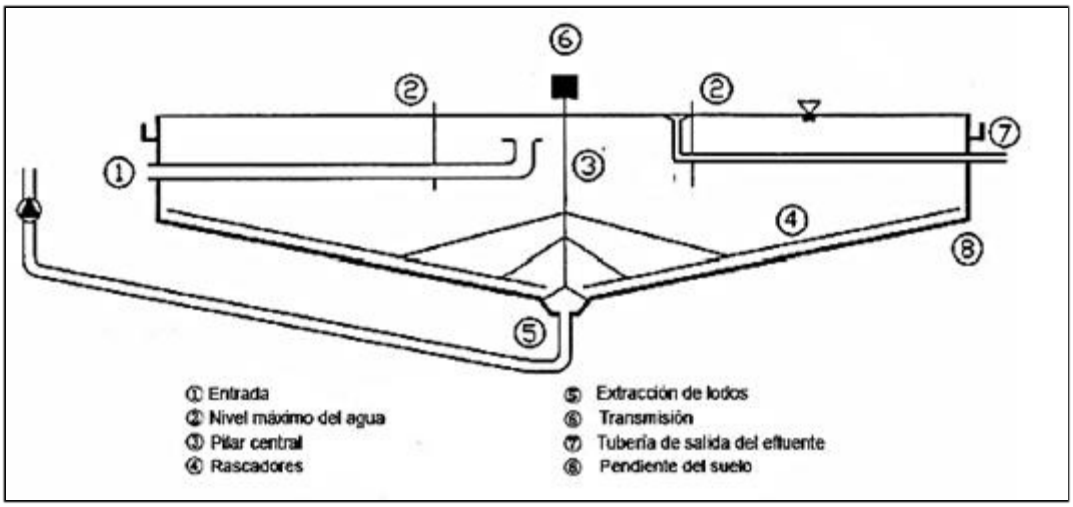


Imagen 39. Tanque de sedimentación circular (Horan, 2003).

Datos:

Caudal de diseño: Q=0,0161m^3/s

Carga de superficie propuesta: 40m^3/m^2.d

-Se determina el área superficial mínima de la unidad (As), requerida para la clarificación.

$A = \frac{Q}{CS}$

$A = \underline{34{,}78m^2}$

-Se determina el valor del radio
r= 3,33m se va a adoptar 3,5m

CARACTERÍSTICAS	INTERVALO	VALOR TÍPICO TOMADO	
Tiempo de retención, h	1.5-2.5	2	
Carga de superficie m3/m2*día			
A caudal medio	30-50	40	
A caudal punta	80-120	100	
Carga sobre vertedero m3/m*día	125-500	250	
PARÁMETRO	UNIDAD	INTERVALO	VALOR TÍPICO
RECTANGULAR			
Profundidad	M	3-4.9	4.3
Longitud	M	15-90	24-40
Ancho	M	3-24	4.9-9.8
Velocidad del barredor	m/s	0.6-1.2	0.9
CIRCULAR			
Profundidad	M	3-4.9	4.3
Diámetro	M	3-60	12-45
Pendiente de fondo	M	1/16-1/6	1/12
Velocidad del barredor	m/s	0.02-0.05	0.03

Tabla 16. Consideraciones de diseño de tanques primarios (Metcalf & Eddy, 2014).

Propongo la profundidad y calculo el volumen del tanque:
Vol= $\pi.r^2$. h = 115,45m^3
La nueva carga superficial será:
CS = $\frac{Q}{A}$ = 36,14m^3/m^2.d
El tiempo de retención será:
tr=$\frac{Vol}{Q}$
tr= 2h
Cálculo de la velocidad de arrastre usando los siguientes valores:
Constante de cohesión k= 0,05
Gravedad específica s = 1,25
Aceleración de la gravedad g =9,806m/s^2
Diámetro de partículas d= 100µm
Factor de fricción Darcy-Weisbach f= 0,025

$$Vh = \frac{(8k(s-1)gd}{f}^{1/2}$$

Vh = 0,0626m/s

Esta velocidad de arrastre calculada se compara con la velocidad horizontal:

$$VH = \frac{Q}{A} = \frac{1391{,}04m^3/\mathrm{d}}{38{,}5m^2} = 0{,}00042\mathrm{m/s}$$

La velocidad horizontal es considerablemente menor que la velocidad de arrastre. Por lo tanto, el material sedimentado no será resuspendido.

Cálculo de las tasas de remoción de DBO y SST:

Variable	a	b
DBO	0.018	0.020
SST	0.0075	0.014

Tabla 17. Valores de las constantes empíricas a y b. (Crites y Tchobanouglous, 2000).

$$\text{Remoción de DBO} = \frac{t}{a+bt} = \frac{2}{0{,}018+(0{,}02\ .2)} = \underline{34{,}5\%}$$

$$\text{Remoción de SST} = \frac{t}{a+bt} = \frac{2}{0{,}0075+(0{,}014\ .2)} = \underline{56{,}3\%}$$

El equipo barredor de fondo y superficie de accionamiento periférico, estará diseñado para funcionamiento continuo utilizándose factores de servicio y coeficientes de seguridad superior a dos. Estará compuesto por un grupo de accionamiento, que hace girar la rueda tractora, produciendo la rotación del puente, que acciona con bazos inclinados vinculados en el fondo a las palas de barrido y la pala de barrido superficial. Se encuentra instalado en una cámara de planta circular con sus correspondientes vertederos de salida, pantalla retentora de flotantes y pantalla distribuidora central.

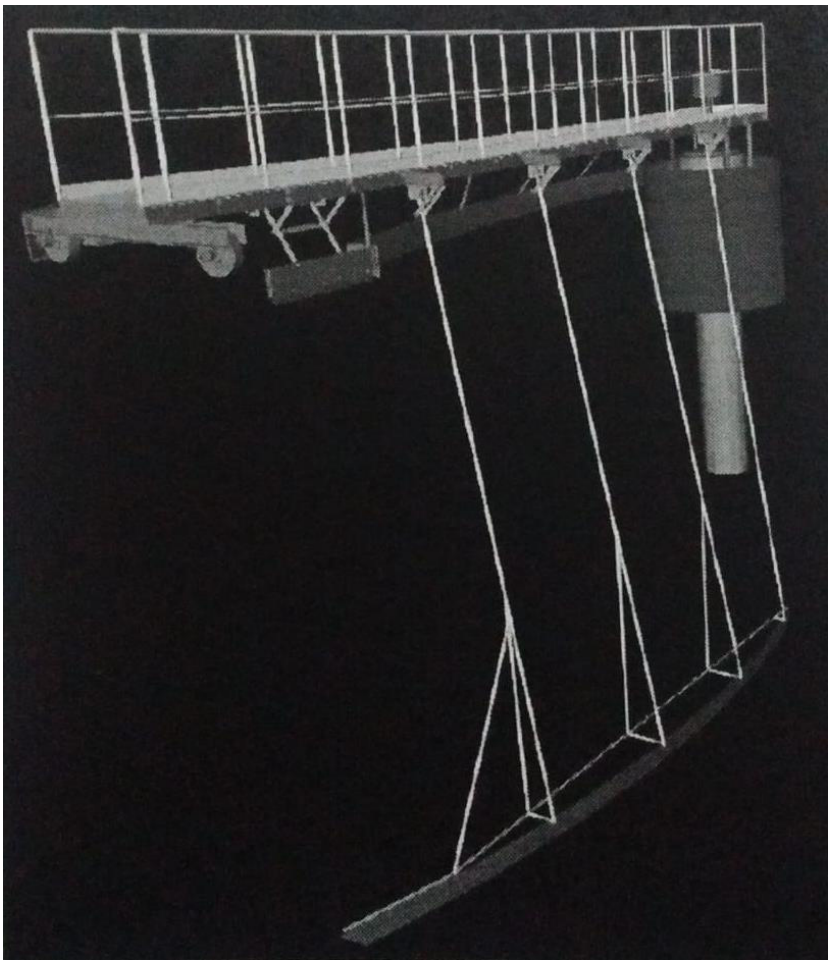


Imagen 40. Vista lateral de puente giratorio para sedimentador circular.

Puente giratorio: Construido en perfiles laminados de acero al carbono, puede ser de vigas de alma llena o reticulado, aplicando coeficientes de seguridad superior a dos, se dimensiona para soportar los esfuerzos producidos por la rotación, así como también las cargas estáticas y dinámicas, transmitidas por las palas barredoras.

Será soportado en su parte central, mediante conjuntos de cojinetes, bujes y pernos sobredimensionados que transmiten las cargas mediante rodamientos de contacto angular al soporte del giratorio central. La plataforma de circulación revestida en chapa de acero antideslizante con baranda de seguridad y guardapiés de acuerdo a normas de seguridad.

El desplazamiento en el tabique perimetral del sedimentador se realiza sobre ruedas de hierro fundido con bandas de poliuretano.

Imagen 41. Vista superior de puente giratorio.

Sistema de accionamiento: Estará integrado por un equipo moto reductor de dos etapas, a corona y tornillo sin fin, que transmite el movimiento directamente a la rueda tractora o por medio de un sistema de piñón y corona. El conjunto se encuentra asegurado a la estructura de la testera y guiado en el extremo de eje mediante rodamiento oscilante.

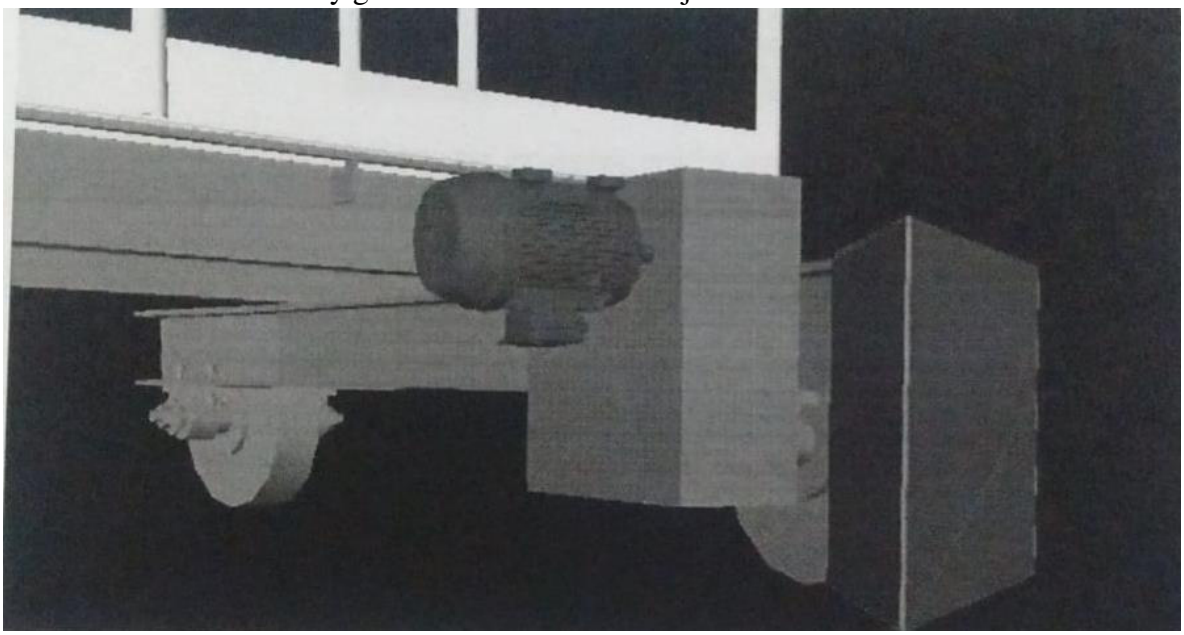


Imagen 42. Detalle tridimensional del sistema de accionamiento del puente barredor.

Motor eléctrico: Será trifásico, normalizado (3 x 380V-50Hz), protección IP 55, aislación clase B. Tipo de construcción horizontal, cuerpo con patas, fabricado por Weg, Siemens o calidad similar.

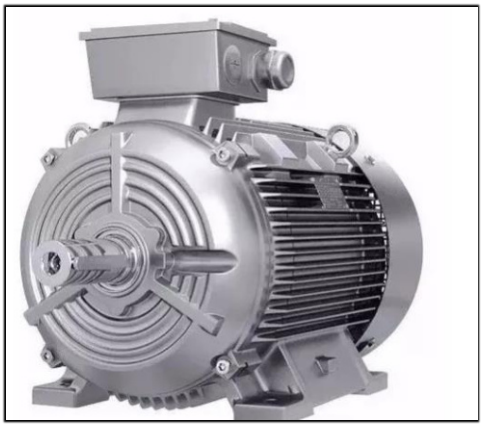


Imagen 43. Motor trifásico Siemens.

Transmisión: La transmisión del motor eléctrico a la caja reductora se realiza por medio de acoplamiento flexible. A pedido se provee con variador electrónico de velocidad.

Reductor: De dos etapas a tornillo sin fin y corona, con aletas de disipación térmica. Coronas de bronce fundido SAE 65, ejes de entrada y salida de acero SAE 1045, montados sobre rodamientos.

Lubricación por baño y salpicado de aceite y seleccionado con factor de servicio superior a 2.

Palas barredoras: Brazos, soportes y palas construidas en acero laminado, conformados en frío y soldados eléctricamente, suspendidos del puente giratorio con sistema de elevación desde la superficie.

Pantalla de aquietamiento central: Diseño cilíndrico, su construcción se realiza en chapa de acero al carbono pintada, acero al carbono galvanizada o inoxidable calidad AISI 304, soportada desde el puente o del pilar central, mediante brazos de acero.

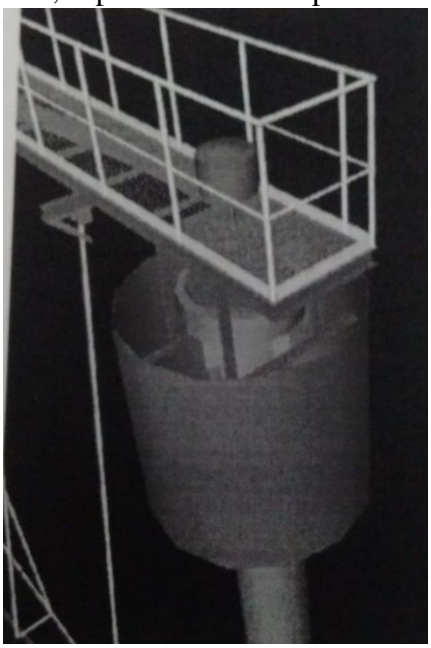


Imagen 44. Acercamiento a columna central y cilindro deflector.

Vertedero perimetral: Diseño cilíndrico, su construcción se realiza en chapa de acero inoxidable AISI 304, con cubre juntas, soportadas mediante brocas o bulones de anclaje al hormigón.

Instalación eléctrica: El equipo incluye el anillo colector trifásico central, escobillas, porta escobillas y la correspondiente alimentación eléctrica hasta el motor de accionamiento.

Revestimiento: Todas las partes realizadas en acero al carbono reciben un tratamiento desoxidante mediante arenado a metal blanco y revestido con resinas epoxy resistente al medio.

Tipo: Accionamiento perimetral, puente radial giratorio.

Velocidad tangencial: 2m/min

Testera perimetral: Acero al carbono y ruedas de H°F° engomadas (poliuretano) y barredor de obstáculos. Soporta como apoyo móvil las cargas solicitadas por el equipo.

Barandas: Serán construidas en AISI 304.

Pozo de bombeo de recirculación y purga:

Q_r= 48,07m^3/h

Volumen mínimo del pozo:

Se estima un máximo de 3 arranques por hora para evitar el rápido deterioro de los motores.

Siendo:

V= volumen útil del pozo (en litros).

t = tiempo total transcurrido entre dos arranques sucesivos.

t= t_1+t_2

t_1= tiempo de vaciado

t_2= tiempo de llenado

t= $\frac{V}{Q_b-Q}+\frac{V}{Q}$

Sacando $\frac{V}{Q_b}$ factor común, resulta una nueva expresión:

$$t = \frac{V}{Q_b}\left(\frac{1}{1-\frac{Q}{Q_b}}+\frac{1}{\frac{Q}{Q_b}}\right)$$

En la cual, V y Q_b son constantes para una determinada instalación.

Llamaremos X= $\frac{Q}{Q_b}$ e y=t

Si V lo expresamos en litros y Q_b en litros por minutos el cociente $\frac{V}{Q_b}$ representará una permanencia en minutos.

Haciendo $\frac{V}{Q_b}$ = 5min y $\frac{Q}{Q_b}$ = 0,5 reemplazando:

Y=5min.($\frac{1}{1-0,5}+\frac{1}{0,5}$)

Y=20min

Lo que corresponde a tres arranques horarios.

Siendo:

Q = 801,16l/min

Con lo cual:

Q_b = Q/0,5 = 1602,32l/min

V= 5min. 1602,32l/min

V = 8011,6l = 8,01m^3

Se adoptará un pozo normalizado en PRFV, con un volumen útil de 9800l y un volumen total de 11800l.

El nivel de parada (mínimo) estará por encima del cuerpo de las bombas para prevenir desprendimiento de aire y gases por deficiencias en las condiciones de aspiración.

El pozo de bombeo contará con un acceso adecuado para inspección y limpieza. Se colocaran escaleras para el ingreso.

Se instalarán dos electro-bombas sumergibles de paso de sólidos superior a 4cm.

Cada bomba tendrá su salida independiente con Manifold de dos válvulas exclusas para facilitar maniobras y sus correspondientes válvulas de retención.

Digestor/ Espesador:

Q_w= 38,88m^3/d

Cálculo del volumen del tanque:

$$V = \frac{\Theta_c . Q . Y (S_o - S)}{X\,(1 + K_d . \Theta_c)}$$

V= 31,14m^3

Se adopta:

Altura: 2,5m

Largo: 6m

Ancho: 2,5m

Px = 6,28Kg de SSV/d

Px = 6,98Kg de SST/d

Cálculo de la necesidad de oxígeno O2:

$$\text{Kg O2/día} = \frac{Q.(So - S)10^{-3}}{f} \text{ -1,42Px}$$

Kg O2/día = 24,9 – 9,9

Kg O2/día = 15

$$\text{Volumen de aire} = \frac{15}{0{,}0012 \,.0{,}232\, .1000}$$

Volumen de aire = 54m^3/d

Eficiencia de la transferencia de oxígeno = 10%

Luego:
Necesidad de aire: 54/0,10 = 540m^3/d
Necesidad de aire: 22,4m^3/h

Difusor adoptado:
Difusor disco fino de burbuja, marca Filsa
Difusor adoptado: 7pulgadas, flujo de aire de trabajo 2m^3/h
N° de difusores = $\frac{22,4}{2}$ = 11,22 = 12
Las conducciones de aire serán de acero inoxidable.

Deshidratación de lodos:
Centrífuga/Decanter marca Centrisys o similar

CS26-4 2PH 3PH

	Métrico	NOSOTROS
Capacidad de alimentación	45-90 (m3 / h)	200-400gpm
Sequedad de la torta	Hasta un 40% dependiendo del tipo de proceso y condición.	
Peso	8230 (kg)	18100 (libras)
Total de HP instalados	165	165
LxWxH	5.7x1.4x1.6 (m)	224x56x62
Sistema de lubricación automática	sí	

Tabla 18. Descripción del decantador adoptado.

Cómo nuestras centrífugas decantadoras separan los sólidos de manera eficiente

Una centrífuga decantadora consiste en un **tazón cilíndrico sólido que** gira a alta velocidad, un **rollo que** gira en el mismo eje con una velocidad ligeramente diferente, un mecanismo de desplazamiento que ajusta la diferencia de velocidad y el cuerpo , que lleva todos los elementos giratorios.

1. El material o la suspensión se carga en la centrífuga decantadora a través de un tubo fijo conectado al transportador de tornillo.
2. La suspensión se mueve dentro del compartimiento de alimentación dentro del transportador y se fuerza a través de una boquilla en la sección del tazón.
3. El tazón comienza a girar a una velocidad muy alta, produciendo fuerzas gravitacionales.
4. En segundos, estas fuerzas gravitacionales hacen que los sólidos se separen del líquido.
5. El transportador de tornillo mueve el sólido hacia el área superior donde se descargan a través de una boquilla.
6. Un líquido claro fluye desde el otro extremo.

Eficiente tecnología de accionamiento de desplazamiento de alto par

En 1988, por primera vez, Centrisys reemplazó las unidades de caja de engranajes de las centrífugas decantadoras con las unidades de desplazamiento hidráulicas Rotodiff® de Viscotherm AG.
Más de 25 años y 2,000 implementaciones exitosas más tarde, este sistema de accionamiento de desplazamiento completamente automático continúa ahorrando dinero a los clientes al ofrecer un par más alto a niveles de consumo de energía más bajos que las cajas de engranajes tradicionales. Es una parte crucial de la ventaja de Centrisys .

Cómo funciona nuestra unidad de desplazamiento centrífuga decantadora

El sistema controla con precisión el desplazamiento para producir los sólidos de torta más altos posibles. Esto asegura la potencia más baja instalada con un rendimiento general máximo.

La velocidad del tazón de la centrífuga se ajusta con un variador de frecuencia y el motor acciona el tazón a través de correas trapezoidales para eliminar la vibración torsional común con otra tecnología de accionamiento de la centrífuga.

Cálculo canaleta Parshall

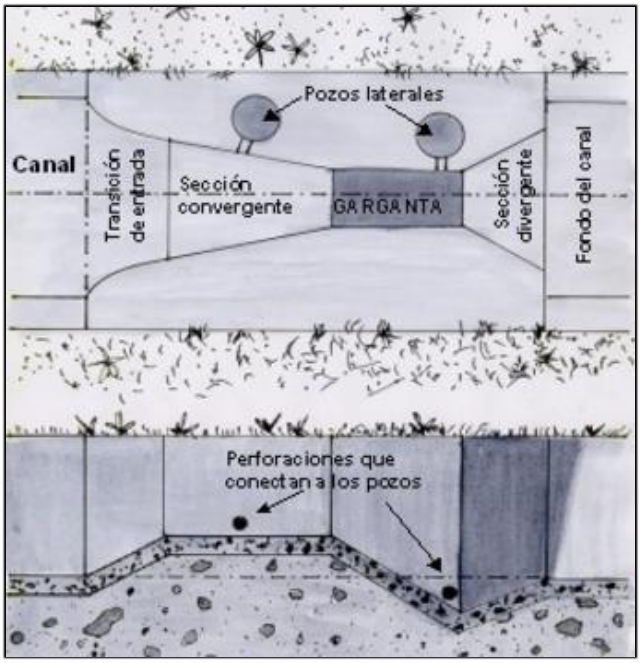


Imagen 45. Ilustración de canaleta Parshall.

$$Q = C \times (H_a)^n$$

Definido el rango de caudales, se puede definir el ancho de garganta.

Ancho de Garganta W		Caudal Q (l/s)	
pulg	cm	Mínimo	Máximo
3"	7.6	0.85	53.8
6"	15.2	1.52	110.4
9"	22.9	2.55	251.9
1'	30.5	3.11	455.6
$1^1/_2$'	45.7	4.25	696.2
2'	61.0	11.89	936.7
3'	91.5	17.26	1426.3
4'	122.0	36.79	1921.5
5'	152.5	62.8	2422.0
6'	183.0	74.4	2929.0
7'	213.5	115.4	3440.0
8'	244.0	130.7	3950.0
10'	305.0	200.0	5660.0

Tabla 19. Selección de ancho de garganta.

Conocido el ancho de garganta, las siguientes dimensiones vienen dadas por:

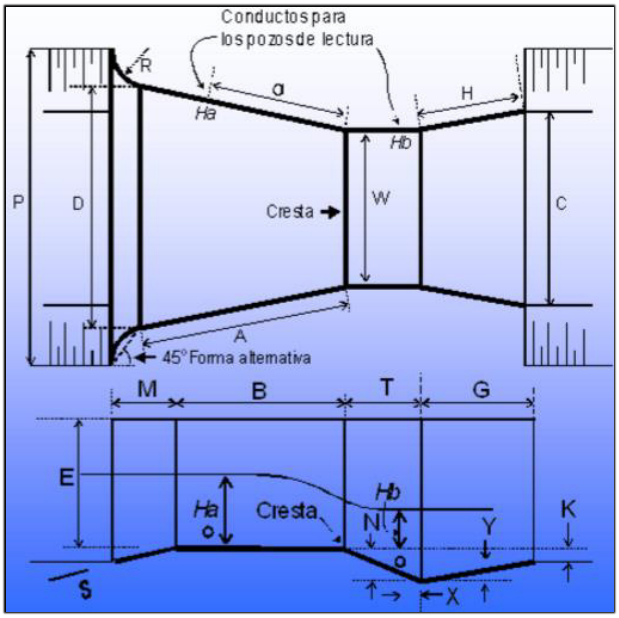


Imagen 46. Definición de medidas principales.

Se puede observar en el pozo correspondiente la altura de lámina de agua Ha registrada y mediante la siguiente expresión encontrar el caudal:

W	A	a	B	C	D	E	T	G	K	M	N	P	R	X	Y
Dimensiones en mm															
25.4	363	242	356	93	167	229	76	203	19	-	29	-	-	8	13
50.8	414	276	406	135	214	254	114	254	22	-	43	-	-	16	25
76.2	467	311	457	178	259	457	152	305	25	-	57	-	-	25	38
152.4	621	414	610	394	397	610	305	610	76	305	114	902	406	51	76
228.6	879	587	864	381	575	762	305	457	76	305	114	1080	406	51	76
Dimensiones en m															
0.3048	1.372	0.914	1.343	0.610	0.845	0.914	0.610	0.914	0.076	0.381	0.229	1.492	0.508	0.051	0.076
0.4572	1.448	0.965	1.419	0.762	1.026	0.914	0.610	0.914	0.076	0.381	0.229	1.676	0.508	0.051	0.076
0.6096	1.524	1.016	1.495	0.914	1.206	0.914	0.610	0.914	0.076	0.381	0.229	1.854	0.508	0.051	0.076
0.9144	1.676	1.118	1.645	1.219	1.572	0.914	0.610	0.914	0.076	0.381	0.229	2.222	0.508	0.051	0.076
1.2192	1.829	1.219	1.794	1.524	1.937	0.914	0.610	0.914	0.076	0.457	0.229	2.711	0.610	0.051	0.076
1.5240	1.981	1.321	1.943	1.829	2.302	0.914	0.610	0.914	0.076	0.457	0.229	3.080	0.610	0.051	0.076
1.8288	2.134	1.422	2.092	2.134	2.667	0.914	0.610	0.914	0.076	0.457	0.229	3.442	0.610	0.051	0.076
2.1336	2.286	1.524	2.242	2.438	3.032	0.914	0.610	0.914	0.076	0.457	0.229	3.810	0.610	0.051	0.076
2.4384	2.438	1.626	2.391	2.743	3.397	0.914	0.610	0.914	0.076	0.457	0.229	4.172	0.610	0.051	0.076
3.0480	2.7432	1.829	4.267	3.658	4.756	1.219	0.914	1.829	0.152	-	0.343	-	-	0.305	0.229
3.6580	3.0480	2.032	4.877	4.470	5.607	1.524	0.914	2.438	0.152	-	0.343	-	-	0.305	0.229
4.5720	3.5052	2.337	7.620	5.588	7.620	1.829	1.219	3.048	0.229	-	0.457	-	-	0.305	0.229
6.0960	4.2672	2.845	7.620	7.315	9.144	2.134	1.829	3.658	0.305	-	0.686	-	-	0.305	0.229
7.6200	5.0292	3.353	7.620	8.941	10.668	2.134	1.829	3.962	0.305	-	0.686	-	-	0.305	0.229
9.1440	5.7912	3.861	7.925	10.566	12.313	2.134	1.829	4.267	0.305	-	0.686	-	-	0.305	0.229
12.1920	7.3152	4.877	8.230	13.818	15.481	2.134	1.829	4.877	0.305	-	0.686	-	-	0.305	0.229
15.2400	8.8392	5.893	8.230	17.272	18.529	2.134	1.829	6.096	0.305	-	0.686	-	-	0.305	0.229

Tabla 20. Determinación de medidas principales.

Ancho de la garganta, W	Ecuación del gasto
mm	Ha entra en mm y el gasto sale l/s
25.4	$Q = 0.001352\, Ha^{1.55}$
50.8	$Q = 0.002702\, Ha^{1.55}$
76.2	$Q = 0.003965\, Ha^{1.55}$
152.4	$Q = 0.006937\, Ha^{1.50}$
228.6	$Q = 0.013762\, Ha^{1.53}$

Tabla 21. Determinación de ecuación del gasto.

Ancho de la garganta, W	Ecuación del gasto
m	Ha entra en m y el gasto sale m3/s
0.3048	$Q = 0.6909\ Ha^{1.52}$
0.4572	$Q = 1.056\ Ha^{1.538}$
0.6096	$Q = 1.428\ Ha^{1.55}$
0.9144	$Q = 2.184\ Ha^{1.566}$
1.2192	$Q = 2.953\, Ha^{1.578}$
1.5240	$Q = 3.732\, Ha^{1.587}$
1.8288	$Q = 4.519\ Ha^{1.595}$
2.1336	$Q = 5.312\ Ha^{1.601}$
2.4384	$Q = 6.112\, Ha^{1.607}$
3.0480	$Q = 7.463\ Ha^{1.6}$
3.6580	$Q = 8.859\ Ha^{1.6}$
4.5720	$Q = 10.96\ Ha^{1.6}$
6.0960	$Q = 14.45\ Ha^{1.6}$
7.6200	$Q = 17.94\ Ha^{1.6}$
9.1440	$Q = 21.44\ Ha^{1.6}$
12.1920	$Q = 28.43\ Ha^{1.6}$
15.2400	$Q = 35.41\ Ha^{1.6}$

Tabla 22. Cálculo del caudal en función de Ha.

Con el fin de priorizar la exactitud en las medidas, se optó por una canaleta Parshall prefabricada Marca Aguamarket, con las medidas determinadas previamente.

Imagen 47. Canaleta Parshall prefabricada.

Ventajas Canaleta

- Baja inversión
- Más resistente que cualquier metal
- Dimensiones estables
- Es una canaleta prefabricada, se tiene seguridad en sus dimensiones, moldeada en una sola pieza.
- Construcción resistente
- Resistente a la ***corrosión***
- Su fabricación en fibra de vidrio, permite soportar el ataque químico de líquidos corrosivos.
- Fácil instalación
- Ligera y resistente; puede ser instalado en líneas de concreto
- Superficie lisa
- Esta característica minimiza la acumulación de suciedad.
- Durable
- Y más exacta que el concreto.
- Indicador de nivel
- Opcionalmente se suministra una regleta , la cual se localiza dentro del canal, para una indicación rápida de flujo
- Selección del tamaño de garganta apropiado

Diseño cámara de cloración
Desinfección:

Característica	Cloro (Cl_2)	Hipoclorito de Sodio	Hipoclorito de Calcio	Ozono
Estado Físico	Gas o Líquido	Líquido	Líquido ó Sólido	Gas
Habilidad para desodorizar	Alta	Moderada	Moderada	Alta
Disponibilidad/ Costo	Bajo costo	Disp. Moderada Bajo costo	Disp. Moderada Bajo costo	Disp. Moderada Alto costo
Homogeneidad	Homogéneo	Homogéneo	Homogéneo	Homogéneo
Corrosividad	Alta	Moderada	Moderada	Alta
Solubilidad	Moderada	Alta	Alta	Alta
Toxicidad en animales y humanos	Alta	Alta	Alta	Alta
Toxicidad a Microorganismos	Alta	Alta	Alta	Alta

Tabla 23. Comparación de características de diferentes tipos de desinfectantes.

-Desinfectante elegido: Hipoclorito de sodio (NaOCl) al 10%

Imagen 48. Bidón contenedor de Hipoclorito de sodio.

Referencia	Parámetro	Valor referencial	Observaciones
Norma calidad del agua (1946)	Cloro	-	Cloro residual en el agua>0,3mg/l y < 0,6mg/l
	Coli fecales o E. Coli	0 UFC/100ml	
	Coliformes totales	0 UFC/100ml	
Guías para la calidad del agua Potable (Tercera Edición Volumen 1)-OMS-2004	Cloro	5mg/l	Para que la desinfección sea eficaz, debe haber una concentración residual de cloro libre ≥0,5 mg/l tras un tiempo de contacto de al menos 30 min a pH < 8
	Coli fecales o E. Coli	0 UFC/100ml	
	Coliformes totales	0 UFC/100ml	

Tabla 24. Valor referencial de parámetros de control de calidad del agua.

Para determinar el porcentaje que se debe aplicar, es necesario conocer el pH del agua a tratar, otro factor a considerar es la temperatura, el tiempo de contacto, la

concentración del desinfectante a utilizar, los organismos a ser eliminados y la naturaleza y composición del agua a tratar.

Se utilizará el valor de pH = 7,35 (Fuente Metcalf Eddy- Capítulo 7)

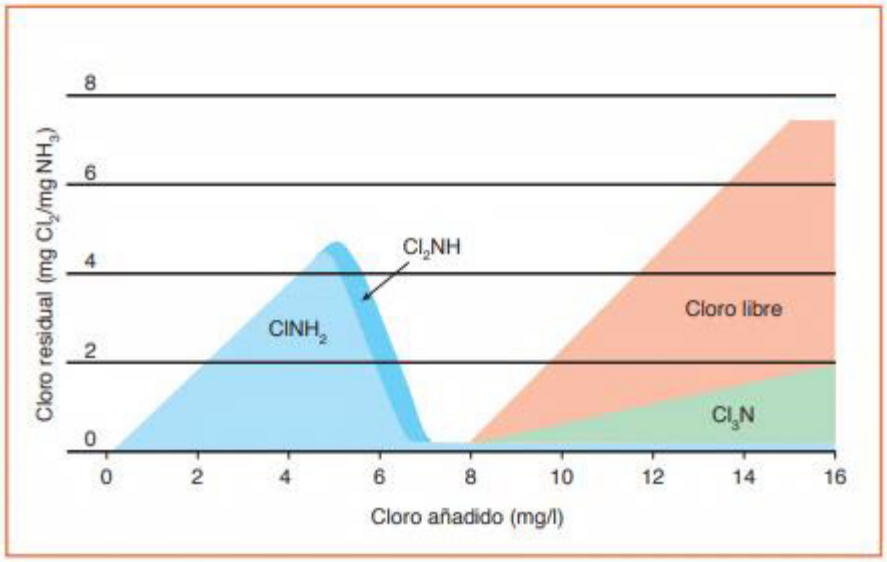


Imagen 49. Zonas de formación de las cloraminas (Desinfección del agua con cloro y cloraminas, de Francisco Ramírez Quirós).

Tanque de almacenamiento de hipoclorito de sodio:

Capacidad del tanque: 750l; alto: 1,02m; diámetro: 1,10m

Deberá ser de PRFV, PE tricapa, u otro material con resistencia aceptable al hipoclorito de sodio, esto significa contar con una vida útil promedio de al menos cinco años.

En el caso de los tanques de poliéster/fibra (PRFV), se debe usar en 100% resina vinilester, en el recubrimiento interno del tanque. Se preferirán aquellos tanques que se hayan construido exclusivamente con resinas del tipo Vinilester, por mayor confiabilidad y duración.

Es de destacar que el hipoclorito de sodio sufre una descomposición que genera cloro y óxido de cloro que en las condiciones habituales y en ausencia de agentes catalíticos es lenta, estos productos de la descomposición son sumamente agresivos al material si no están protegidos por resinas.

Los tanques deberán contar con una graduación visible cada 50l que permita ver claramente el contenido desde el exterior.

Q= 16l/s.

D = 0,6mg/l

q= 2l/h

% = 10%

$$P_{\%}\text{Kg} = \frac{750l \cdot \frac{16l}{s} \cdot \frac{0{,}6mg}{l} \cdot 3600}{\frac{2l}{h} \cdot 10\% \cdot 10^6}$$

$P_{\%}$Kg= 130 peso de hipoclorito de sodio a utilizar

Cálculo de tiempo de recarga del tanque clorador:

$$T(días) = \frac{V(l)}{q\left(\frac{l}{h}\right).24}$$

$$T(días) = \frac{750(l)}{2\left(\frac{l}{h}\right).24}$$

T(días) = 15 días

Por lo tanto se van a necesitar 260Kg de Hipoclorito de sodio por mes.

Una vez que la Planta esté en funcionamiento, se realizarán análisis de Breakpoint para determinar si los valores calculados previamente son correctos, sino se ajustará la cloración en función de los ensayos.

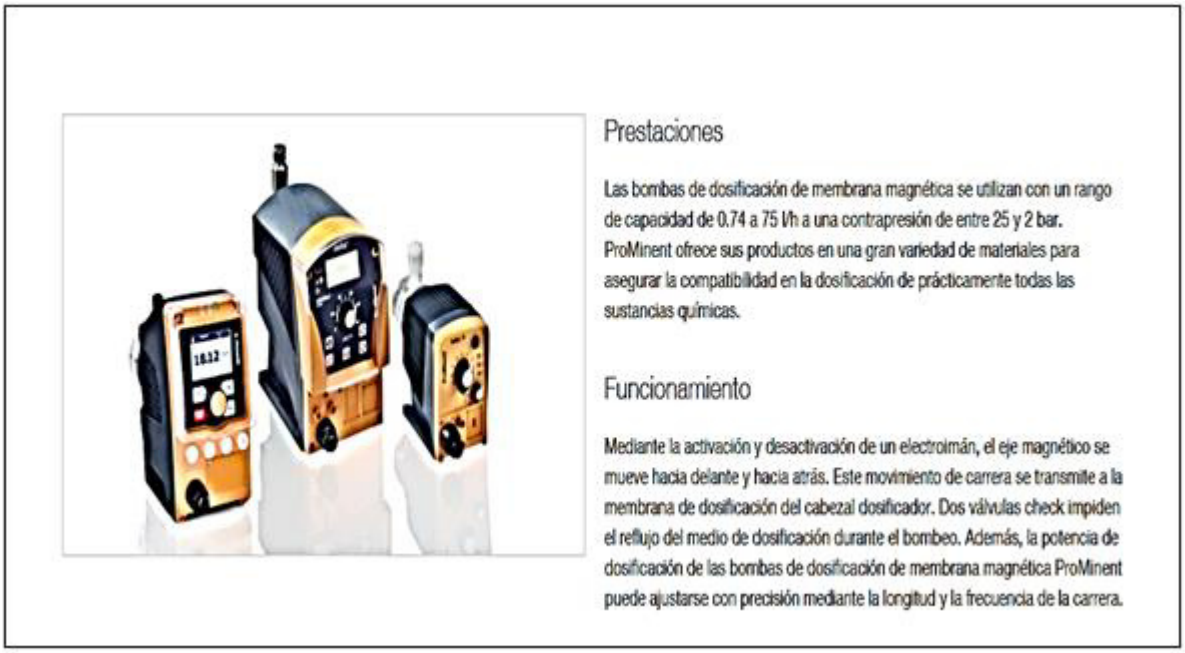


Imagen 50. Bombas de dosificación de membrana magnética.

Aplicación

- General: dosificación de sustancias químicas de hasta 75 l/h
- Tratamiento de agua potable: dosificación de desinfectantes
- Circuitos de enfriamiento: dosificación de inhibidores de corrosión y biocidas
- Tratamiento de agua residual: dosificación de agentes de floculación
- Industria papelera: dosificación de aditivos
- Producción de plásticos: dosificación de aditivos

Ventajas

Puesto que hay un solo elemento móvil, el mecanismo prácticamente no sufre desgaste. La bomba no necesita ni ejes ni árboles con lubricación, por lo que los gastos de mantenimiento y reparación son muy bajos y las propiedades en marcha continua excelentes.

Cuatro pasos para localizar el tipo de bomba adecuado

- Determinar la capacidad de bombeo en litros por hora [l/h]
- Determinar la contrapresión en bar
- Buscar la intersección entre ambos valores y elegir el tipo de bomba que más se le aproxime

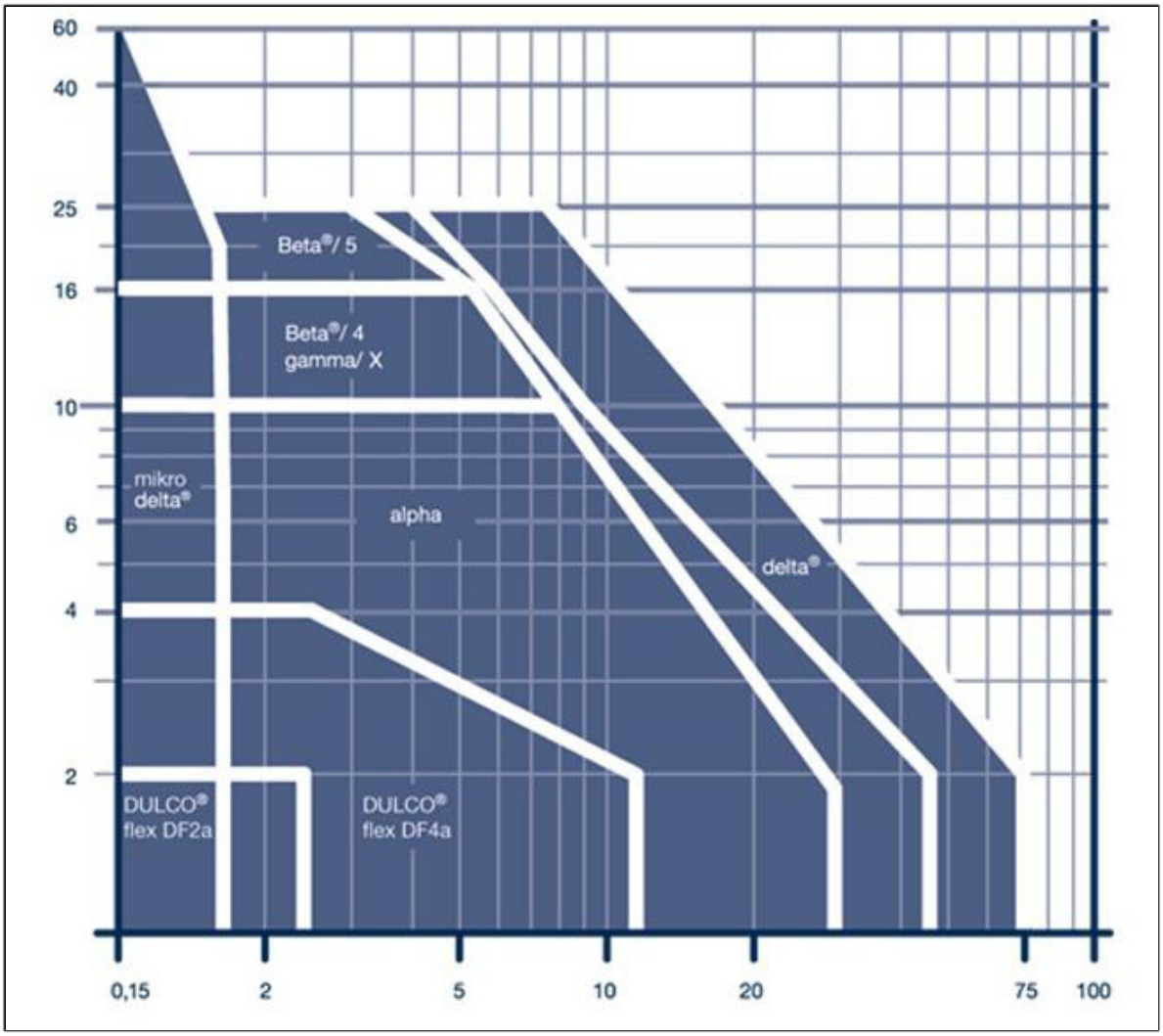


Imagen 51. Gráfica para la adopción de bomba dosificadora.

Se adoptará una bomba DULCO flex DF2a

Tiempo de retención hidráulica adoptado = 30min (Fuente Metcalf- Eddy)

Volumen del tanque:

V = Q. TRH

V = 0,016m^3/s. 1800s

V = <u>28,96m^3</u>

Área del tanque:

A = V/h

A = 28,96/0,9

A = <u>32,18m^2</u>

Área requerida del tanque, al incrementarse un 20% por el área que ocupan los muros divisorios.

A= 32,18m^2 + 32,18m^2 . 0,2 = <u>38,6 m^2</u>

Considerando que l =3a

a= $\sqrt{\frac{A}{3}}$

a= 3,6m

l=3. 2,78m

l=10,8m

Si los canales se proponen de 0,5m de ancho a_c y el ancho de los muros divisorios de 0,20m a_m.

Número aproximado de canales

No can= $\frac{l}{a_c + a_m}$

No can = (10,8m – 0,40m)/ (0,5m + 0,20m)

No can = 15

Longitud debida a los canales:

Lc = No can. a_c

Lc = 7,5m

Longitud debida a los muros:

No muros= (15 – 1) = 14

Longitud debida a muros:

Lm = No muros. a_m

Lm = 2,8m

Longitud total del tanque:

L_T = Lc + L_M+0,40m

L_T = 7,5m + 2,8m+0,40m

L_T= 10,7m

Área real del tanque:

Ar = L_T . a

Ar = 38,52m^2

Longitud de muros divisores

Longitud de los muros divisores dentro del tanque:

lm = a-0,40m -a_c

lm = 2,7m

Área de muros divisores

A muros = lm . a_m.No muros

A muros = 2,7m . 0,20m . 14

A muros = 7,56m^2

Área útil del tanque de contacto con cloro:

Au = Ar – Am

Au = 39,6m^2 – 9,3m^2

Au = 30,96m^2

Revisión del volumen

V = Au . h

V = 30,96 m^2 . 0,9m

V = 34,4m^3
Revisión del TRH
TRH = V/Q
TRH = 34,4m^3/ 0,016m^3/s
TRH = 2160s
TRH = 35,8min

15min< TRH <45min
Verificación de la velocidad (valor recomendado entre 2 y 4m/min):
v= Q/A = 0,016m^3/s/0,45m^2
v=0,035m/s = 2,13m/min
Cámara de toma de muestras y medición de caudales:

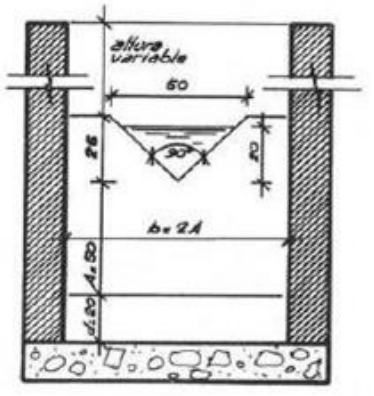


Imagen 52. Corte transversal, cámara de toma de muestras.

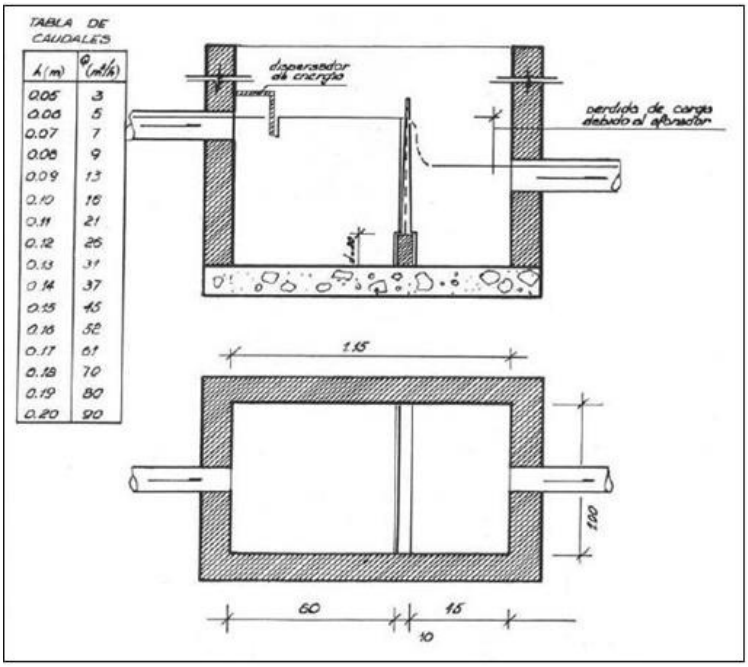


Imagen 53. Planta y corte transversal de cámara de toma de muestras.

PREMISAS PARA LAY-OUT

Premisas para el Lay-Out de la Planta de Tratamiento:

-Reducir al mínimo las distancias a recorrer por los operarios de planta en sus rutinas de verificación y mantenimiento.

- Minimizar las longitudes de los ductos, para la interconexión entre equipos y estructuras.

- Agrupar en una zona determinada las operaciones que requieran movimiento de carga/descarga por medios manuales o motorizados (lodos y residuos a disponer, tambores de cloro, etc).

- Agrupar los componentes y reducir el área ocupada por el Tratamiento Preliminar de manera que en caso de considerarlo necesario, facilitar el eventual tratamiento de desodorización de estas zonas que típicamente resultan las de mayor impacto visual y olfativo.

INFORME AMBIENTAL

INFORME AMBIENTAL DE LA PLANTA DEPURADORA DE LÍQUIIDOS CLOACALES (P.D.L.C.) DE LA LOCALIDAD DE SANCTI SPIRITU – SANTA FE

La PDLC se encuentra ubicada en un área abierta rodeada de vegetación de mediano a pequeño porte. El medio circundante no presenta viviendas residenciales a distancias no menores de 500 metros y la circulación vehicular es de escasa a muy escasa frecuencia.

El proceso depurador seleccionado es del tipo de Barros Activos, por los que no se desarrollan procesos anaeróbicos y la generación de olores agresivos es escasa o nula. No obstante su ubicación está sotavento de los vientos predominantes de la población, es decir "vientos abajo" de manera de mitigar cualquier tipo generación de olor proveniente de anomalía que pudiera suscitarse.

El emplazamiento contará con su correspondiente barrera forestal de árboles perennes y toda operación quedará circunscripta al interior del predio. Las tareas de mantenimiento serán gestionadas mediantes las reglas de B.P.M. (buenas prácticas de manejo) de manera que todo material de ingreso y egreso al predio será dispuesto en contenedores estanco.

Un tratamiento especial tendrán las instalaciones receptoras de los líquidos provenientes de cámaras sépticas y pozos absorbentes, las que constarán con barrera forestal adicional. Toda actividad desarrollada por los camiones atmosféricos en cuanto a carga y descarga se realizará dentro del predio e operación y su salida del mismo será previo lavado del equipo.

La generación de sólidos de la planta provenientes de los sistemas de intercepción en la cadena de desbaste estarán gestionadas de acuerdo a la caracterización de los mismos teniendo en principios dos líneas generales:

A- Barros provenientes del secado en la superdecanter, serán acopiados y transportados y dispuestos en rellenos especiales.

B- Material de desbaste: Inactivados y dispuestos en áreas específicas.

Toda la gestión ambiental relacionada con la actividad está abarcada por la normativa de la jurisdicción de la Provincia de Santa Fe siendo la norma aplicable la Ley 11.717 y sus decretos reglamentarios 101/03 y 1844/02

De acuerdo a lo mencionado una vez consolidado el proyecto se deberá cumplimentar con los siguientes requisitos:

A- Categorización del proyecto
B- Confección del Estudio de Impacto Ambiental
C- Plan de Gestión Ambiental
D- Matriz de Riesgos
E- Análisis de Cierre de la Actividad

Estas acciones son requisito de cumplimiento necesario en la jurisdicción provincial y estarán a cargo de especialistas del área ambiental a los efectos del cumplimiento de la normativa.

CÁLCULO ESTRUCTURAL DE OBRAS CIVILES

Cálculo estructural: Reactor

El reactor será instalado sobre la superficie del terreno, contando con la ventaja de que su mantenimiento es más sencillo de efectuar y más fácil la instalación, operación y mantenimiento de las tuberías de entrada y de salida.

Las aguas residuales corresponden a líquidos agresivos, por lo que es necesario disponer revestimientos adecuados, aunque la mejor garantía de durabilidad radica en la confección de hormigones muy compactos, para lo cual deben emplearse dosificaciones ricas en cemento, con baja relación agua/cemento y una buena compactación de la masa.

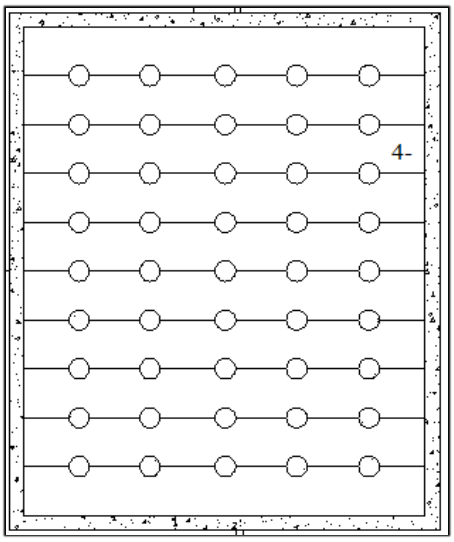


Imagen 54. Planta reactor aerobio.

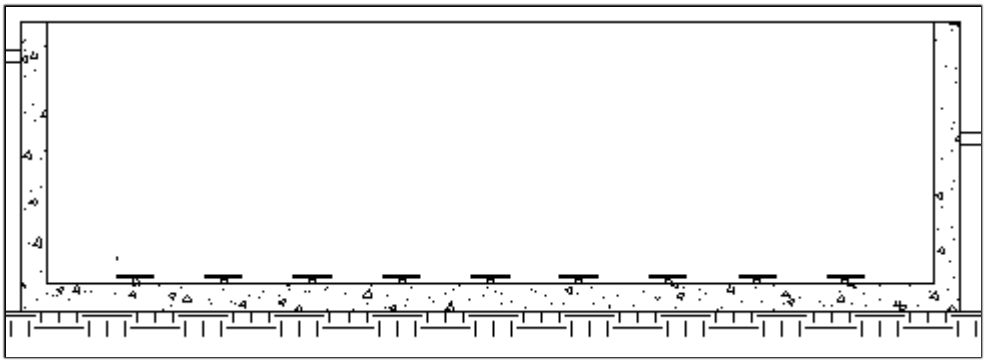


Imagen 55. Corte reactor aerobio.

Datos:
H-25
Acero B 400s
Largo: 14,6m
Ancho: 12m
Profundidad: 4,3m
Coeficientes de seguridad:
γ_e = 1,5

γ_s = 1,15
γ_f = 1,5
Abertura máxima de fisuras (w) = 0,1mm
Recubrimiento = 4,7cm
Agua residual δ = 10,003KN/m^3

- Espesor de la pared:

e = 0,1. h = 0,43m

- Se adopta para el espesor del fondo 0,45m

En primer lugar se verifica si el espesor de las paredes es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes sin armadura transversal:

$\gamma_f.\upsilon \leq \upsilon_u$ = 0,12. (1+ $\sqrt{\frac{200}{d}}$). $\sqrt[3]{100.\rho.f_{ck}}$. d (N/mm)

ESFUERZOS Y FLECHAS EN PLACAS LATERALES

momentos (p.u.l)	cortantes (p.u.l)	flecha máxima
$m = \alpha.q.h^2$	$v = \alpha.q.h$	f_{max}=α.q.h^4/(E.e^3)

Esfuerzos y flecha fmax	Valores de α para h/a (h/b) igual a							
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
m_{ve}	0,137	0,115	0,092	0,073	0,057	0,046	0,039	0,035
m_{vm}	-0,009	0,003	0,008	0,012	0,013	0,013	0,011	0,01
m_{he}	0,06	0,054	0,05	0,046	0,042	0,038	0,034	0,03
m_{hm}	0,027	0,03	0,028	0,023	0,019	0,017	0,015	0,013
v_{max}	0,47	0,45	0,43	0,415	0,375	0,34	0,32	0,295
f_{max}	0,246	0,137	0,083	0,052	0,03	0,02	0,014	0,01

Tabla 25. Esfuerzos y flechas en placas laterales (Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré).

Entrando en la tabla con h/b = 0,3 se encuentra υ_{max} = 0,470.q.h = 0,470. δ . h^2 = 86,93KN/m

$\gamma_f.\upsilon \leq \upsilon_u$ = 0,12. (1+ $\sqrt{\frac{200}{375}}$). $\sqrt[3]{100.0{,}002.25}$. 375 (N/mm)

Se considera una cuantía de 0,002, con un canto útil d = e – 0,047 - Θ/2 , tomándose Θ = 16

υ_u= 133,14
1,5. 86,93 ≤ 133,14
130,39 ≤ 133,14

Las armaduras de flexión se determinan por consideraciones de fisuración. Para la armadura vertical del empotramiento de la pared mayor con h/b = 0,3 resulta:

m_{ve} = 0,137. δ . h^3 = 108,96KNm/m k= $\frac{0{,}75.m}{(1{,}39-e)e^2.10^4}$ = 0,046

Con dicho valor se ingresa en la gráfica para un ancho de fisura de 0,1mm

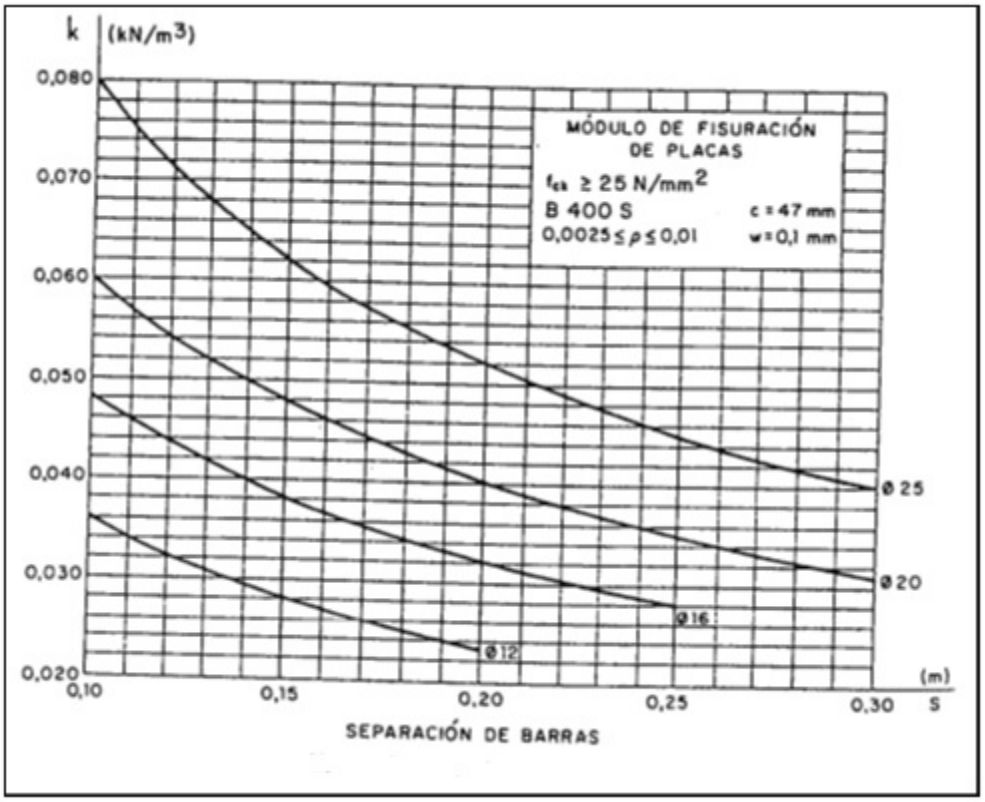


Imagen 56. Valores k para un ancho de fisura de 0,1mm (Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré).

Se obtiene Θ = 16 separado 11,5cm o sea A = 17,48cm^2/m

Es necesario comprobar esta sección a rotura: canto útil, d= 37,5, se determina la cuantía mecánica ϖ:

$\omega = \frac{A.f_{yd}}{b.d.f_{ck}}$

ω = 0,0745

μ = ω. (1 – 0,6 ω)

μ = 0,0745. (1-0,6.0,0745)

μ = 0,071

m_u= μ.b.d^2.f_{cd}

m_u= 0,071.1m . $(375mm)^2$.0,0167KN/mm2

m_u= 166,74KNm/m

$\gamma f = m_u$/m

$\gamma f = \frac{166,74}{108,96}$

γf= 1,53 Es aceptable.

Para la armadura horizontal de empotramiento de la pared mayor, ingresando en la tabla con h/b = 0,3 obtenemos:

m_{he}= 0,060. δ . h^3 = 47,72KNm/m

k= $\frac{0,75.m}{(1,39-e)e^2 .10^4}$ = 0,02 ⟶ $A_{mín}$ = 8,6cm^2/m

A esta última armadura horizontal es necesario sumarle la de tracción debida al empuje hidrostático. Entrando en la tabla con h/a = 0,358 e interpolando resulta βp = 0,129. Por lo tanto con σ_{sadm} = 100N/mm^2, se obtiene:

A_{bp}= $\frac{\beta p.a\ .h\ .\delta}{2\sigma_{sadm}}$ = $\frac{0,129.12m.4,3m.10,003KN/m^3}{2\ .100000KN/m^2}$ = 3,3cm^2/m

Armadura paralela al lado b ↓	Esfuerzo total $N_b = \frac{a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			Esfuerzo pared $N_{bp} = \frac{\beta_p \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			Esfuerzo fondo $N_{bf} = \frac{\beta_f \cdot a \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$	
h/a ⟶	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
Fondo β_f =	0,80	0,70	0,60	0,54	0,48	0,45	0,42	0,40
Pared β_p =	0,10	0,15	0,20	0,23	0,26	0,275	0,29	0,30
h/b ⟶	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
↑ Armadura paralela al lado a	$N_a = \frac{b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			$N_{ap} = \frac{\beta_p \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$			$N_{af} = \frac{\beta_f \cdot b \cdot h^2 \cdot \delta}{2}$	
	Esfuerzo total			Esfuerzo pared			Esfuerzo fondo	

Tabla 26. Esfuerzos de tracción y valores de β (Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré).

La misma se distribuirá entre las dos caras de la pared, con lo que resulta una armadura total:

A = 8,6cm^2/m + (3,3cm^2/m)/2 = 10,25 cm^2/m

Las armaduras inferiores de la placa de fondo (e' = 0,45m) se determinan suponiendo el depósito vacío, en función del peso unitario de la pared p = 46,22KN/m

m_{ae}= 0,10.p. (a+b) = 122,9KNm/m k= $\frac{0,75.m}{(1,39-e)e^2 .10^4}$ = 0,048 A = 18,27cm^2 /m

m_{be}= 0,10.p. (a+b). $\frac{a}{b}$ = 101,05KNm/m k= $\frac{0,75.m}{(1,39-e)e^2 .10^4}$ =0,039 A = 14,36cm^2 /m

A estas armaduras, paralelas a b y a, es necesario sumarles las de tracción simple. Entrando en la tabla con h/b = 0,3 y h/a = 0,358 resultan β_f = 0,8 y β_f = 0,742. Se tiene pues:

A_{af} = $\frac{\beta_f.h^2.\delta}{2.\sigma_{sadm}}$ = 7,39cm^2 /m A_{bf} = $\frac{\beta_f.h^2.\delta}{2.\sigma_{sadm}}$ =6,86cm^2 /m

Por lo tanto, las armaduras totales son:

A_a= 18,27cm^2 /m + (7,39cm^2 /m)/2 A_b= 14,36cm^2 /m + (6,86cm^2 /m)/2

A_a= 21,96cm^2 /m A_b= 17,79cm^2 /m

Las armaduras superiores de la placa de fondo se determinan a partir de los momentos de empotramiento de los arranques de las paredes correspondientes, con depósito lleno. Es decir:

m_{ae}=m_{ve} = 108,96KNm/m k= $\frac{0,75.m}{(1,39-e)e^2 .10^4}$ = 0,043 A= 16,75cm^2 /m

m_{be}=m_{ve} = 98,62KNm/m k= $\frac{0,75.m}{(1,39-e)e^2 .10^4}$ = 0,039 A= 13,87cm^2 /m

A las que es necesario sumar las de tracción simple, con lo que resultan las armaduras totales:

A_a = 16,75cm^2 /m + (7,39cm^2 /m)/2 = 20,44cm^2 /m

A_b = 13,87cm^2 /m + (6,86cm^2 /m)/2 = 17,3 cm^2 /m

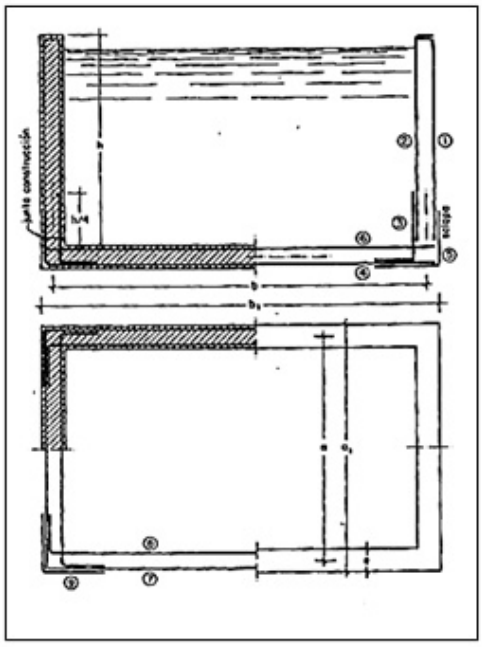


Imagen 57. Disposición de armaduras (Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré).

PLACA	Armadura tipo (fig.25.11)	Momento de servicio KN m/m	Por fisuración		Por tracción		Armadura total	
			k	A(cm2)	N(KN/m)	A(cm2)	A(cm2)	ϕ-s mm-cm
Pared mayor bxh = 14,6 x 4,3	1	-7,15	0,003	8,6	-	-	8,6	ϕ12-13
Idem	2	-	-	8,6	-	-	8,6	ϕ12-13
Idem	3	108,96	0,046	17,48	-	-	17,48	ϕ16-11,5
Fondo 12 x 14,6 Paralelo a "b"	4	101,05	0,039	14,36	68,62/2	3,4	17,76	ϕ16-11,5
Idem	5	solapo	-	-	-	-	-	ϕ16-11,5
Idem	6	98,62	0,039	13,87	68,62/2	3,4	17,27	ϕ16-11,5
Pared mayor bxh = 14,6 x 4,3	7	21,47	0,009	8,6	33/2	1,65	10,25	ϕ16-18
Idem	8	47,72	0,02	8,6	33/2	1,65	10,25	ϕ16-18
Idem	9	refuerzo	-	-	-	-	-	ϕ12-13
Pared menor bxh = 12 x 4,3	1	-1,62	0,0007	8,6	-	-	8,6	ϕ12-13
Idem	2	-	-	8,6	-	-	8,6	ϕ12-13
Idem	3	98,62	0,042	15,47	-	-	15,47	ϕ16-11,5
Fondo 12 x 14,6 Paralelo a "a"	4	122,9	0,048	18,27	74/2	3,7	21,97	ϕ16-9
Idem	5	solapo	-	-	-	-	-	ϕ16-9
Idem	6	108,96	0,043	16,75	74/2	3,7	20,45	ϕ16-9
Pared menor bxh = 12 x 4,3	7	23,06	0,0088	8,6	31,4/2	1,55	10,15	ϕ16-18
Idem	8	44,53	0,019	8,6	31,4/2	1,55	10,15	ϕ16-18
Idem	9	refuerzo	-	-	-	-	-	ϕ16-18

Tabla 27. Resumen de las armaduras necesarias en cada placa del depósito

Sedimentador:
Datos:
H-25
Diámetro: 7m
Profundidad: 3,50m
Altura de líquido: 3m
Acero: B400S
Coeficientes de seguridad:
γ_c= 1,5
γ_s = 1,15
γ_f= 1,5
σ_{sadm} = 100N/mm^2
W_{max} = 0,1mm
Recubrimiento, c = 4,7cm
δ = 10,003KN/m^3
-Como espesor de la pared se adopta:
e = 0,05.h + 0,01.r = 0,20m, y para la placa de fondo e' = 0,30m
-Comprobación a cortante para placas sin armadura transversal:

$\gamma_f.\upsilon \leq \upsilon_M$= 0,12(1+$\sqrt{\frac{200}{d}}$) . $\sqrt[3]{100.\rho.f_{ck}}$. d(N/mm)

Se entra en la tabla con K= 1,3.h/$\sqrt{r.e}$ =3,18 y se encuentra υ_{max}= 1,577. r.e.δ= 10,49KN/m

m_{ve}= α_m.r.h.e.δ					υ_{max}= α_υ.r.e. δ							
	Valores de α para K=											
	2	3	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
α_m	0,147	0,196	0,235	0,265	0,275	0,279	0,282	0,284	0,286	0,287	0,288	0,288
α_υ	-0,882	-1,471	-2,647	-5,588	-8,529	-11,471	-14,412	-17,35	-20,294	-23,235	-26,176	-29,118

Tabla 28. Esfuerzos de arranque de la pared (*Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré).*

Por otra parte, si consideramos ρ=0,002 y d= e – 0,047-Φ/2 = 0,137m (se ha supuesto Φ=12) con f_{ck}= 25N/mm^2, resulta para υ_M el valor: 62,08N/mm = 62,08KN/m

El coeficiente γ_f vale $\upsilon_M/\upsilon_{max}$=5,9, lo que resulta satisfactorio.

-La armadura vertical de la pared, se determina por condiciones de fisuración, a partir del momento m_w . Entrando con k= 3,18 se obtiene α = 0,199 que corresponde al momento máximo de empotramiento:

m_{ve}= α.r.h.e.δ = 3,98KNm/m

A partir del cual se calcula el módulo de fisuración k y la armadura mediante el gráfico de la figura 58:

k= $\frac{0,75.m}{(1,39-e).e^2.10^4}$ = 0,0069 A(mínima) = 4,00cm^2/m, Φ12 cada 25cm

La comprobación en rotura de esta sección se hace con la fórmula μ= ω.(1-0,6ω), resultando un coeficiente de seguridad muy elevado.

-La armadura horizontal de la pared se determina a partir del esfuerzo de tracción máximo, n_p. Entrando en el gráfico con K= 3,18 se obtiene α=0,3

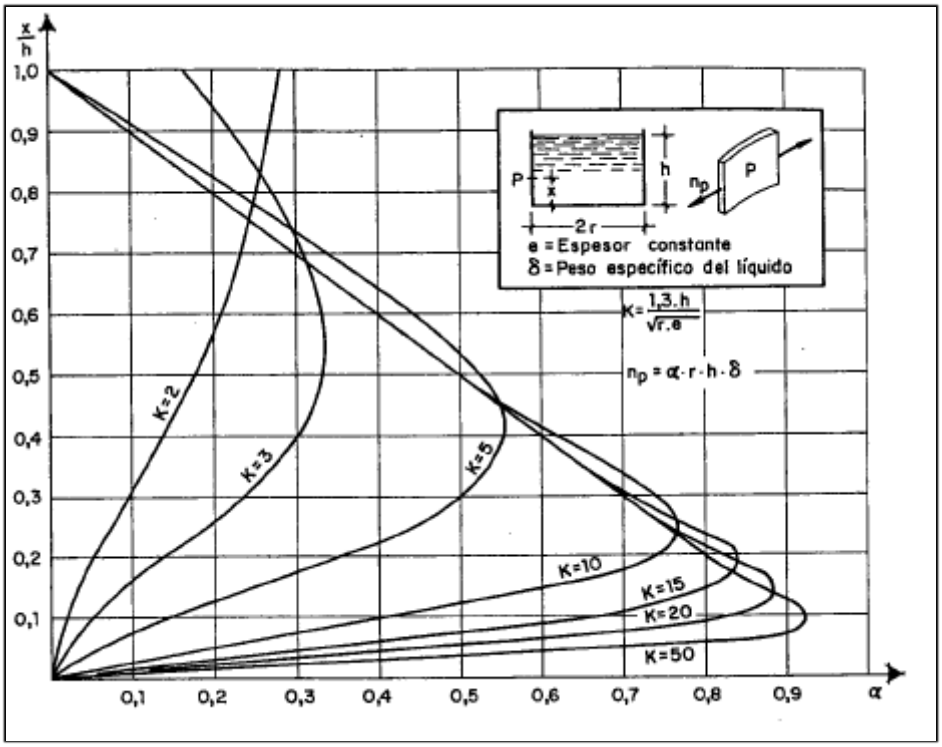


Imagen 58. Esfuerzo de tracción en depósitos cilíndricos empotrados en el fondo (Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré).

n_p= α.r.h.δ = 31,5kN/m A = $\frac{n_p}{\sigma_{sadm}}$ = 3,2cm^2/m

En donde la tensión admisible, se ha tomado igual a 100N/mm^2(es decir, 10^5kN/m^2); la mitad de esta armadura hay que ponerla en cada cara, es decir, 1,6 cm^2/m = Φ8 cada 25cm.

-Las armaduras ortogonales de la solera se determinan a partir de los momentos (con p= y e' = 0,30m):

Cara inf. m= 0,34.p.r= 0,34.16,62kN/m.3,5m = 19,78kNm/m k= 0,015 A(mín) = 6cm^2/m

Cara sup. m = m_{ve} = 3,98KNm/m k= 0,003 A(mín) = 6cm^2/m

A estas armaduras hay que sumarles las de tracción correspondientes al empuje hidrostático sobre las paredes. Entrando en la figura 58 con K= 3,18 se obtiene α=0,3, de donde:

n_f= 0,5. h^2.δ.(1-α)=31,5kN/m A= $\frac{n_f}{2.\sigma_{sadm}}$ = 1,6cm^2/m

Con lo que las armaduras totales son:

Cara inf. A= 6cm^2/m + 1,6cm^2/m = 7,6cm^2/m Φ16 cada 25cm

Cara sup. A= 6cm^2/m + 1,6cm^2/m = 7,6cm^2/m Φ16 cada 25cm

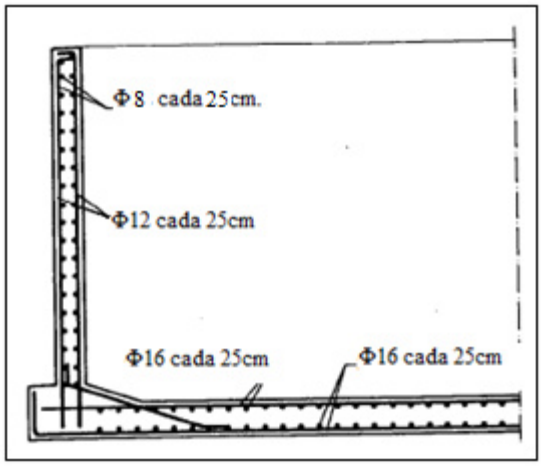


Imagen 59. Esquema con la disposición de armaduras.

Cálculo estructural Espesador/Digestor:
Datos:
H-25
Acero B 400s
Largo: 6m
Ancho: 2,5m
Profundidad: 2,5m
Coeficientes de seguridad:
γ_e = 1,5
γ_s = 1,15
γ_f = 1,5
Abertura máxima de fisuras (w) = 0,1mm
Recubrimiento = 4,7cm
Agua residual δ = 10,003KN/m^3

- Espesor de la pared:

e = 0,1. h = 0,25m
Se adopta para el espesor del fondo 0,30m

$\gamma_f . \upsilon \leq \upsilon_u$ = 0,12. (1+ $\sqrt{\frac{200}{d}}$). $\sqrt[3]{100. \rho. f_{ck}}$. d (N/mm)

ESFUERZOS Y FLECHAS EN PLACAS LATERALES								
momentos (p.u.l)		cortantes (p.u.l)		flecha máxima				
$m = \alpha.q.h^2$		$v = \alpha.q.h$		f_{max}=α.q.h^4/(E.e^3)				
Esfuerzos y	Valores de α para h/a (h/b) igual a							
flecha fmax	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
m_{ve}	0,137	0,115	0,092	0,073	0,057	0,046	0,039	0,035
m_{vm}	-0,009	0,003	0,008	0,012	0,013	0,013	0,011	0,01
m_{he}	0,06	0,054	0,05	0,046	0,042	0,038	0,034	0,03
m_{hm}	0,027	0,03	0,028	0,023	0,019	0,017	0,015	0,013
v_{max}	0,47	0,45	0,43	0,415	0,375	0,34	0,32	0,295
f_{max}	0,246	0,137	0,083	0,052	0,03	0,02	0,014	0,01

Tabla 29. Esfuerzos y flechas en placas laterales (Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré).

Entrando en la tabla con h/b = 0,4 se encuentra υ_{max} = 0,450.q.h = 0,450. δ . h^2 = 28,13KN/m

$\gamma_f.\upsilon \leq \upsilon_u$ = 0,12. (1+ $\sqrt{\frac{200}{195}}$). $\sqrt[3]{100.0{,}002.25}$. 195 (N/mm)

Se considera una cuantía de 0,002, con un canto útil d = e – 0,047 - Θ/2, tomándose Θ = 16

υ_u= 80,54

1,5. 28,13 ≤ 80,54

42,195 ≤ 80,54

Las armaduras de flexión se determinan por consideraciones de fisuración. Para la armadura vertical del empotramiento de la pared mayor con h/b = 0,4 resulta:

m_{ve} = 0,115. δ . h^3 = 17,97KNm/m k= $\frac{0{,}75.m}{(1{,}39-e)e^2.10^4}$ = 0,0189

Con dicho valor se ingresa en la gráfica para un ancho de fisura de 0,1mm

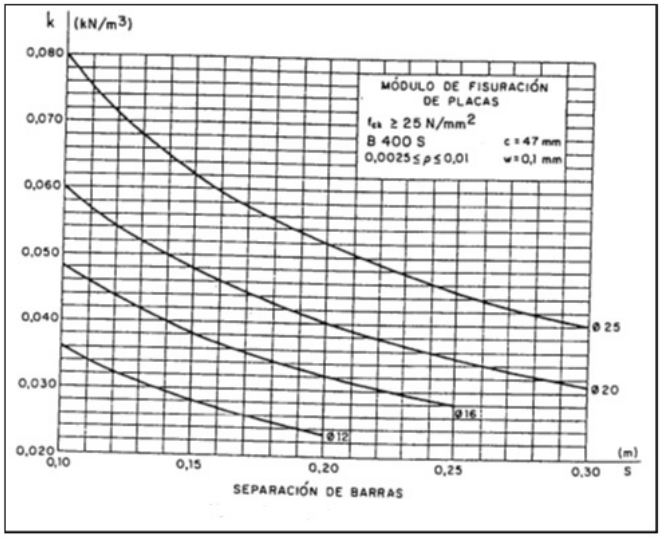


Imagen 60. Valores k para un ancho de fisura de 0,1mm (Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré).

Adopto armadura mínima $5cm^2$/m 1Φ12 cada 20cm

Es necesario comprobar esta sección a rotura: canto útil, d= 19,5, se determina la cuantía mecánica ϖ:

$\omega = \frac{A.f_{yd}}{b.d.f_{ck}}$

$\omega = 0{,}046$

$\mu = \omega.(1 - 0{,}6\,\omega)$

$\mu = 0{,}046.(1\text{-}0{,}6.0{,}046)$

$\mu = 0{,}045$

$m_u = \mu.b.d^2.f_{cd}$

$m_u = 0{,}045.1\text{m} \,.\, (195mm)^2.0{,}0167\text{KN/mm2}$

$m_u = 28{,}57\text{KNm/m}$

$\gamma f = m_u/\text{m}$

$\gamma f = \frac{28{,}57}{17{,}97}$

$\gamma f = 1{,}59$ Es aceptable.

Para la armadura horizontal de empotramiento de la pared mayor, ingresando en la tabla con h/b = 0,4 obtenemos:

$m_{he} = 0{,}054.\,\delta\,.\,h^3 = 8{,}44\text{KNm/m}$

$k = \frac{0{,}75.m}{(1{,}39-e)e^2.10^4} = 0{,}008 \longrightarrow \quad A_{mín} = 5cm^2/\text{m}$

A esta última armadura horizontal es necesario sumarle la de tracción debida al empuje hidrostático. Entrando en la tabla 30 con h/a = 1 resulta βp = 0,3. Por lo tanto con σ_{sadm} = 100N/mm^2, se obtiene:

$A_{bp} = \frac{\beta p.a.h.\delta}{2\sigma_{sadm}} = \frac{0{,}3.2{,}5m.2{,}5m.10{,}003KN/m^3}{2.100000KN/m^2} = 0{,}938cm^2/\text{m}$

Armadura paralela al lado b ↓	Esfuerzo total $N_b = \frac{a\cdot h^2\cdot\delta}{2}$			Esfuerzo pared $N_{bp} = \frac{\beta_p\cdot a\cdot h^2\cdot\delta}{2}$		Esfuerzo fondo $N_{bf} = \frac{\beta_f\cdot a\cdot h^2\cdot\delta}{2}$		
h/a →	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
Fondo β_f =	0,80	0,70	0,60	0,54	0,48	0,45	0,42	0,40
Pared β_p =	0,10	0,15	0,20	0,23	0,26	0,275	0,29	0,30
h/b →	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
↑ Armadura paralela al lado a	$N_a = \frac{b\cdot h^2\cdot\delta}{2}$			$N_{ap} = \frac{\beta_p\cdot b\cdot h^2\cdot\delta}{2}$		$N_{af} = \frac{\beta_f\cdot b\cdot h^2\cdot\delta}{2}$		
	Esfuerzo total			Esfuerzo pared		Esfuerzo fondo		

Tabla 30. Esfuerzos de tracción y valores de β (Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré).

La misma se distribuirá entre las dos caras de la pared, con lo que resulta una armadura total:

A = $5cm^2$/m + (0,938cm^2/m)/2 = 5,469 cm^2/m

Las armaduras inferiores de la placa de fondo (e' = 0,30m) se determinan suponiendo el depósito vacío, en función del peso unitario de la pared p = 15KN/m

m_{ae}= 0,10.p. (a+b) = 12,75KNm/m k= $\frac{0,75.m}{(1,39-e)e^2.10^4}$ = 0,0098 A = 6cm^2 /m

m_{be}= 0,10.p. (a+b). $\frac{a}{b}$ = 5,31KNm/m k= $\frac{0,75.m}{(1,39-e)e^2.10^4}$ =0,004 A = 6cm^2 /m

A estas armaduras, paralelas a b y a, es necesario sumarles las de tracción simple. Entrando en la tabla 30 con h/b = 0,4 y h/a = 1 resultan β_f = 0,7 y β_f = 0,4. Se tiene pues:

$A_{af} = \frac{\beta_f.h^2.\delta}{2.\sigma_{sadm}}$ = 2,2cm^2 /m $A_{bf} = \frac{\beta_f.h^2.\delta}{2.\sigma_{sadm}}$ =1,25cm^2 /m

Por lo tanto, las armaduras totales son:

A_a= 6cm^2 /m + (2,2cm^2 /m)/2 A_b= 6cm^2 /m + (1,25cm^2 /m)/2

A_a= 7,1cm^2 /m A_b= 6,625cm^2 /m

Las armaduras superiores de la placa de fondo se determinan a partir de los momentos de empotramiento de los arranques de las paredes correspondientes, con depósito lleno. Es decir:

m_{ae}=m_{ve} = 12,75KNm/m k= $\frac{0,75.m}{(1,39-e)e^2.10^4}$ = 0,013 A= 5cm^2 /m

m_{be}=m_{ve} = 5,31KNm/m k= $\frac{0,75.m}{(1,39-e)e^2.10^4}$ = 0,0056 A= 5cm^2 /m

A las que es necesario sumar las de tracción simple, con lo que resultan las armaduras totales:

A_a = 5cm^2 /m + (2,2cm^2 /m)/2 = 6,1cm^2 /m

A_b = 5cm^2 /m + (1,25cm^2 /m)/2 = 5,625 cm^2 /m

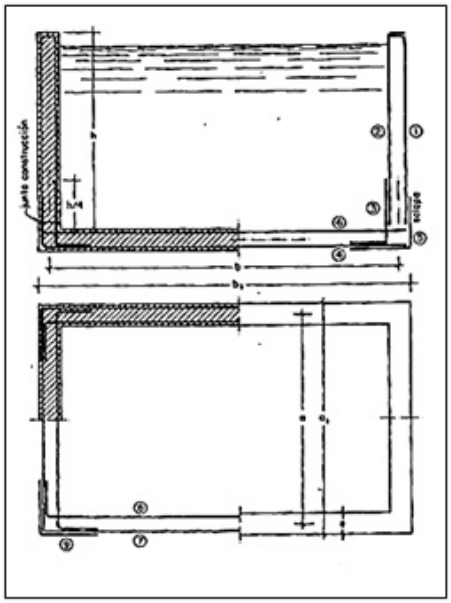


Imagen 61. Disposición de armaduras (Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré).

PLACA	Armadura	Momento	Por fisuración		Por tracción		Armadura total	
	(fig.25.11)	de servicio	k	A(cm2)	N(kN/m)	A(cm2)	A(cm2)	ϕ-s(mm-cm)
Pared mayor bxh = 6m x 2,5m	1	0,46889063	0,000493569	5	-	-	5	ϕ12-20
Idem	2	-	-	5	-	-	5	ϕ12-20
Idem	3	7,18965625	0,0015	5	-	-	5	ϕ12-20
Fondo //b	4	5,71	0,004	6	(12,5)/2	0,625	6,625	ϕ12-15
Idem	5	solapo	-	-	-	-	-	ϕ12-15
Idem	6	0,84	0,0009	6	(12,5)/2	0,625	6,625	ϕ12-15
Pared mayor bxh=6mx2,5m	7	4,68890625	0,004935691	5	(9,38/2)	0,469	5,469	ϕ12-20
Idem	8	8,44003125	0,008884243	5	(9,38/2)	0,469	5,469	ϕ12-20
Idem	9	refuerzo	-	-	-	-	-	ϕ12-20
Pared menor a x h =2,5m x2,5m	1	1,56296875	0,00164523	5	-	-	5	ϕ12-20
Idem	2	-	-	5	-	-	5	ϕ12-20
Idem	3	5,47039063	0,008619313	5	-	-	5	ϕ12-20
Fondo //a	4	12,75	0,0098	6	(22/2)	1,1	7,1	ϕ12-15
Idem	5	solapo	-	-	-	-	-	ϕ12-15
Idem	6	0,99	0,001	6	(22/2)	1,1	7,1	ϕ12-15
Pared menor a x h =2,5m x2,5m	7	2,03185938	0,002138799	5	(11/2)	0,55	5,55	ϕ12-20
Idem	8	4,68890625	0,004935691	5	(11/2)	0,55	5,55	ϕ12-20
Idem	9	refuerzo	-	-	-	-	-	ϕ12-20

Tabla 31. Resumen de las armaduras necesarias en cada placa del depósito

Cálculo estructural cámara de cloración:

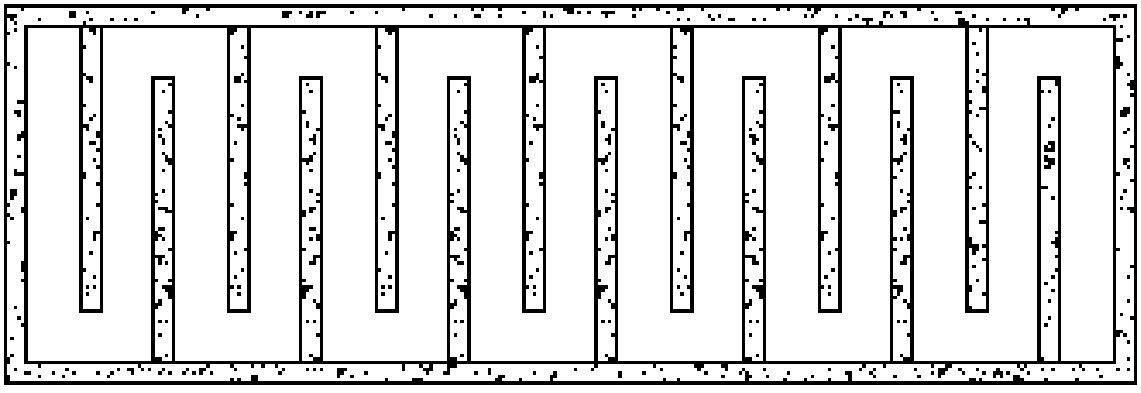


Imagen 62. Planta de cámara de cloración.

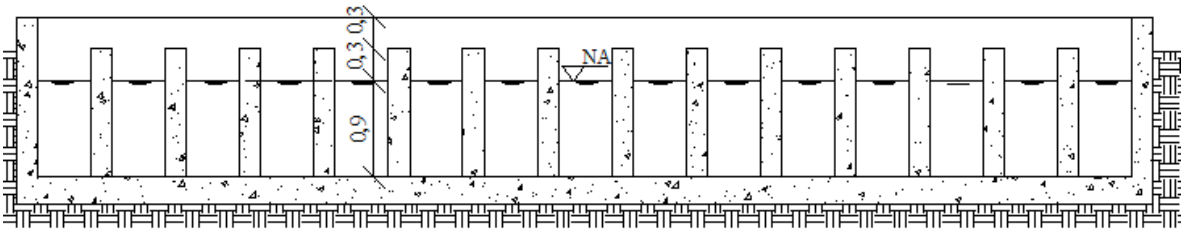


Imagen 63. Corte, cámara de cloración.

Datos:
a= 3,6m
b= 10,7m
Altura de agua h=0,90m
Altura cámara hc= 1,50m
Apoyado sobre terreno firme
f_{ck}= 25N/mm^2
Acero B400S
Coeficientes de seguridad:
γ_c=1,5
γ_s=1,15
γ_f=1,5
w=0,1mm
c=4,7cm
δ_{agua} =10kN/m^3
δ_{tierra}= 18 kN/m^3

-Se adopta para las paredes un espesor e= 0,20m y para el fondo e' = 0,25m.

Al ser un depósito enterrado, las acciones a considerar son: el empuje de tierras y la presión hidrostática.

Las hipótesis a considerar son: empuje de tierras con depósito vacío y presión hidrostática del líquido sin empuje de tierras.

Divido a la pared larga en dos placas:
2 de 5,35m

momentos (p.u.l)		cortantes (p.u.l)		flecha máxima			
$m = \alpha.q.h^2$		$v = \alpha.q.h$		f_{max}=α.q.h^4/(E.e^3)			
Esfuerzos y	Valores de α para h/a (h/b) igual a							
flecha fmax	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
m_{ve}	0,137	0,115	0,092	0,073	0,057	0,046	0,039	0,035
m_{vm}	-0,009	0,003	0,008	0,012	0,013	0,013	0,011	0,01
m_{he}	0,06	0,054	0,05	0,046	0,042	0,038	0,034	0,03
m_{hm}	0,027	0,03	0,028	0,023	0,019	0,017	0,015	0,013
v_{max}	0,47	0,45	0,43	0,415	0,375	0,34	0,32	0,295
f_{max}	0,246	0,137	0,083	0,052	0,03	0,02	0,014	0,01

Tabla 32. Esfuerzos y flechas en placas laterales (Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré).

Placa de 1,50 m x 5,35m
Carga: presión hidrostática
h/b = 1,50m/5,35m = 0,28 ~ 0,30
Comprobación a esfuerzos cortantes sin armadura transversal:

$\gamma_f.\upsilon \leq \upsilon_u = 0{,}12.\ (1+\sqrt{\frac{200}{d}}).\ \sqrt[3]{100.\rho.f_{ck}}$. d (N/mm)

υ_{max}= 0,470. 9.0,9
υ_{max}= 3,8kN/m
ρ=0,002
d = e – 0,047 – Φ/2 = 0,145m
υ_u= 64 kN/m
5,5 kN/m < 64 kN/m se verifica
Determinación de las armaduras de flexión por condiciones de fisuración:
m_{ve}= 0,137. δ.h^3 = 0,99kNm/m
k= $\frac{0{,}75.m}{(1{,}39-e).e^2.10^4}$ =0,0015 Adopto armadura mínima 4cm^2/m 1Φ12 cada 25cm
Comprobación de sección a rotura:
ω = $\frac{A.f_{yd}}{b.d.f_{ck}}$
ω = 0,044
μ = ω. (1 – 0,6 ω)
μ =0,043
m_u= μ.b.d^2.f_{cd}
m_u= 0,043.1m. $(145mm)^2$.0,0167KN/mm2
m_u= 15,09KNm/m
Se verifica

Armadura horizontal de empotramiento:

m_{he}= 0,060. δ . h^3 = 0,437kNm/m k= 0,00069 A mínima = 4cm^2/m

Armadura de tracción debida al empuje hidrostático

A_{bp}= $\frac{\beta p.a\ .h\ .\delta}{2\sigma_{sadm}} = \frac{0,15.3,6m.0,9m.10KN/m^3}{2\ .100000KN/m^2}$ = 0,243cm^2/m

A= 4cm^2/m + (0,243cm^2/m)/2 = 4,12cm^2/m

Las armaduras inferiores de la placa de fondo (e' = 0,25m) se determinan suponiendo el depósito vacío, en función del peso unitario de la pared, p= 7,2kN/m

m_{ae}= 0,10 .7,2kN/m . (10,7 + 3,6) k= 0,01 Amín=5cm^2/m

m_{ae}=10,3kNm/m

m_{be}=0,10. 7,2kN/m.(10,7+3,6).$\frac{3,6}{10,7}$ k= 0,0036 Amín=5cm^2/m

m_{be}=3,46kNm/m

A estas armaduras paralelas a "a" y b, es necesario sumarles las de tracción simple:

A_{af} = $\frac{0,8.0,9^2.10}{2.100000}$ x2 = 0,64cm^2 /m A_{bf} = $\frac{0,70.0,9^2.10}{2.100000}$ =0,28cm^2 /m

Por lo tanto las armaduras totales son:

A_a= 5,32cm^2 /m A_b= 5,14cm^2 /m

Las armaduras superiores de la placa de fondo se determinan a partir de los momentos de empotramiento de los arranques de las paredes correspondientes, con el depósito lleno:

m_{ae}=m_{ve}= 0,99 k= 0,001 $A_{mín}$=5cm^2 /m

m_{be}=m_{ve}=0,84 k= 0,0009 $A_{mín}$=5cm^2 /m

A las que es necesario sumar las de tracción simple, con lo que resultan las armaduras totales:

A_a= 5,32cm^2 /m A_b= 5,14cm^2 /m

PLACA	Armadura tipo	Momento	Por fisuración		Por tracción		Armadura total	
	(fig.25.11)	de servicio	k	A(cm2)	N(kN/m)	A(cm2)	A(cm2)	ϕ-s(mm-cm)
Pared mayor bxh = 5,35m x 1,5m	1	-0,06561	0,000103377	4	-	-	4	ϕ12-25
Idem	2	-	-	4	-	-	4	ϕ12-25
Idem	3	0,99	0,0015	4	-	-	4	ϕ12-25
Fondo //b	4	3,46	0,0036	5	1,4	0,14	5,14	ϕ12-20
Idem	5	solapo	-	-	-	-	-	ϕ12-20
Idem	6	0,84	0,0009	5	1,4	0,14	5,14	ϕ12-20
Pared mayor bxh=5,35mx1,5m	7	0,19683	0,000310131	4	0,30375	0,03375	4,0338	ϕ12-25
Idem	8	0,4374	0,0006891	4	0,3037	0,0337	4,033	ϕ12-25

			81		5	5	8	
Idem	9	refuerzo	-	-	-	-	-	ϕ12-25
Pared menor a x h =3,6m x1,5m	1	0,02187	3,4459E-05	4	-	-	4	ϕ12-25
Idem	2	-	-	4	-	-	4	ϕ12-25
Idem	3	0,83835	0,00132093	4	-	-	4	ϕ12-25
Fondo //a	4	10,3	0,01	5	3,2	0,32	5,32	ϕ12-20
Idem	5	solapo	-	-	-	-	-	ϕ12-20
Idem	6	0,99	0,001	5	3,2	0,32	5,32	ϕ12-20
Pared menor a x h =3,6m x1,5m	7	0,2187	0,00034459	4	0,405	0,045	4,045	ϕ12-25
Idem	8	0,39366	0,00062026 3	4	0,405	0,045	4,045	ϕ12-25
Idem	9	refuerzo	-	-	-	-	-	ϕ12-25

Tabla 33. Resumen de las armaduras necesarias.

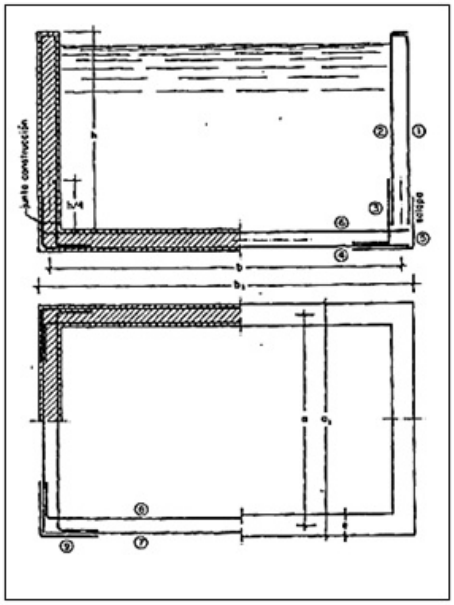


Imagen 64. Disposición de armaduras (Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré).

Como puede observarse todas las armaduras requeridas resultan inferiores a las armaduras mínimas, por lo cual se adoptan estas últimas.

Respecto a las paredes divisorias interiores, se considerará la presión hidrostática sobre una sola cara:

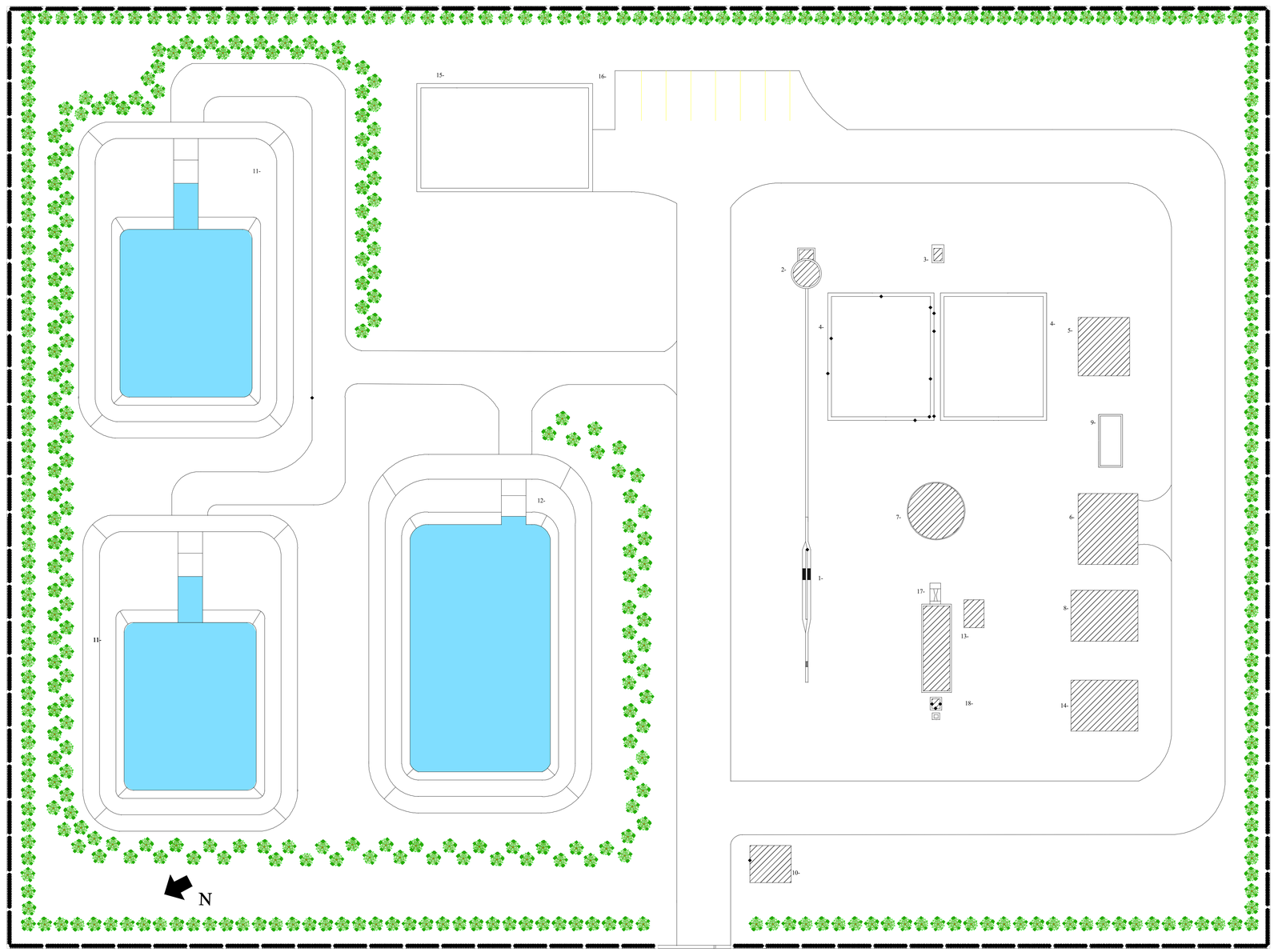
Las mismas tienen una altura de 1,20m y 2,7m de largo. Se adopta un espesor de 0,20m.

w= 0,001.q.Ly^4/E.h^3.26 =2,2x10^{-7}

m_{y+}=0,001.q.Ly^2.27 =0,34	k=0,0005	Amín=4cm^2/m
m_{x+}=0,001.q.Ly^2.8 =0,103	k=0,0001	Amín=4cm^2/m
m_{y-}=0,001.q.Ly^2.64 =0,829	k= 0,001	Amín=4cm^2/m
m_{x-}=0,001.q. Ly^2.37 =0,479	k= 0,00075	Amín=4cm^2/m

Acx= 4cm^2/m 1Φ12 cada 25cm por cara
Acy = 4cm^2/m 1Φ12 cada 25cm por cara

LAY-OUT

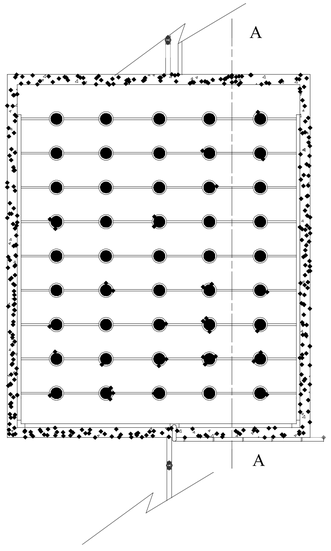


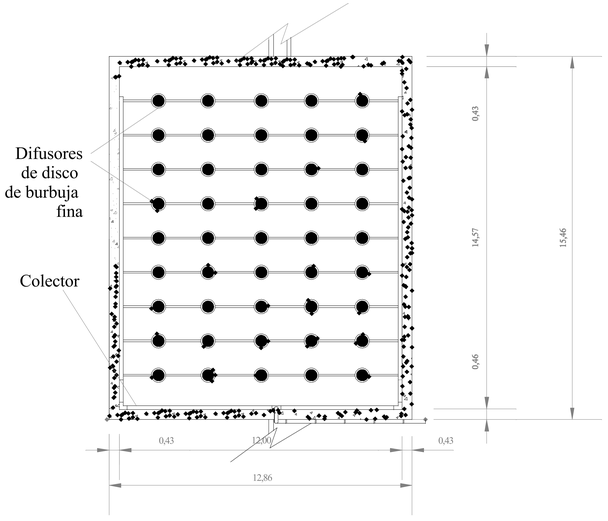
Referencias:

1- Rejas
2- Pozo de bombeo
3- Tamiz rotativo
4- Reactor biológico
5- Sala de sopladores y grupo electrógeno
6- Caseta de deshidratación
7- Sedimentador
8- Centro de control de motores
9- Digestor
10- Caseta de vigilancia
11- Laguna anaeróbica
12- Laguna aeróbica
13- Cámara de cloración
14- Sala de personal
15- Playón de lavado de camiones c/ canaleta perimetral
16- Estacionamiento
17- Canaleta Parshall
18- Cámara de toma de muestras

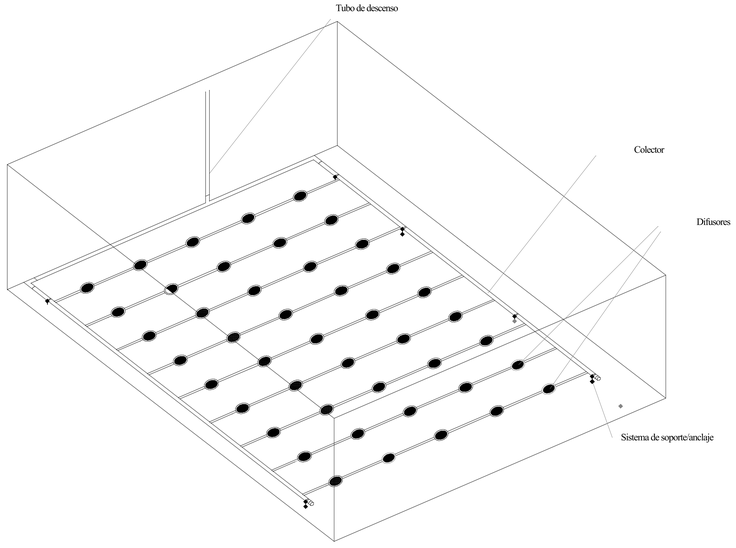
PROYECTO INTEGRADOR "Planta de tratamiento de efluentes cloacales"		
ALUMNO	Vienna Romina Andrea	Fecha 21/12/18
D. TÉCNICO	ING. Alberto Arnau	PLANO
ESC. 1/100	Lay-Out	02

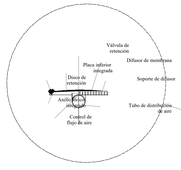
OBRAS CIVILES



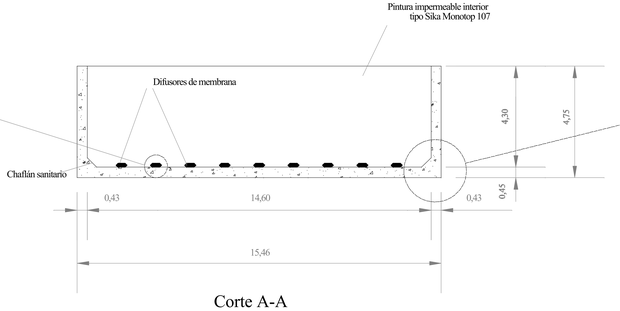


Planta Reactor aerobio

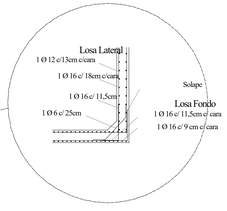




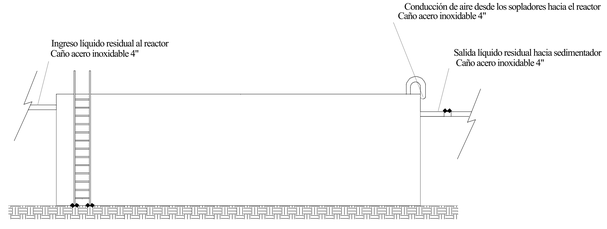
Detalle disco difusor y soporte



Corte A-A

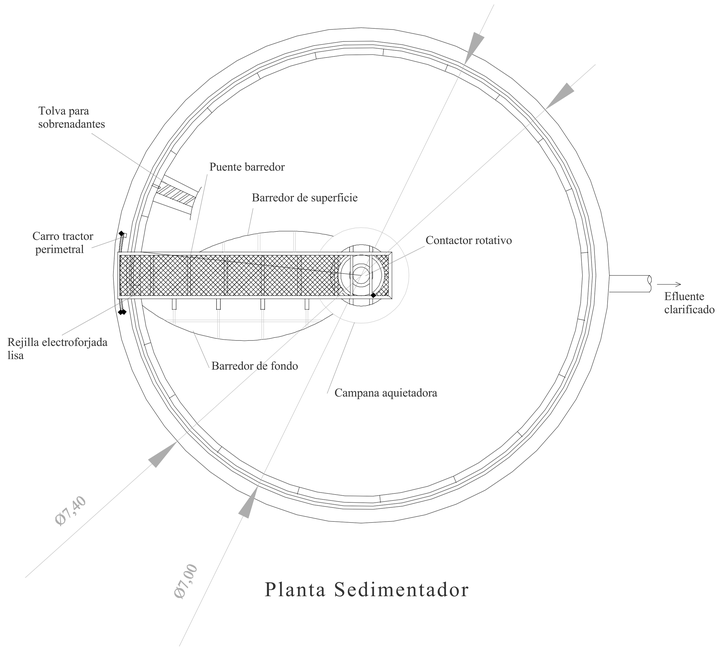


Detalle de armadura

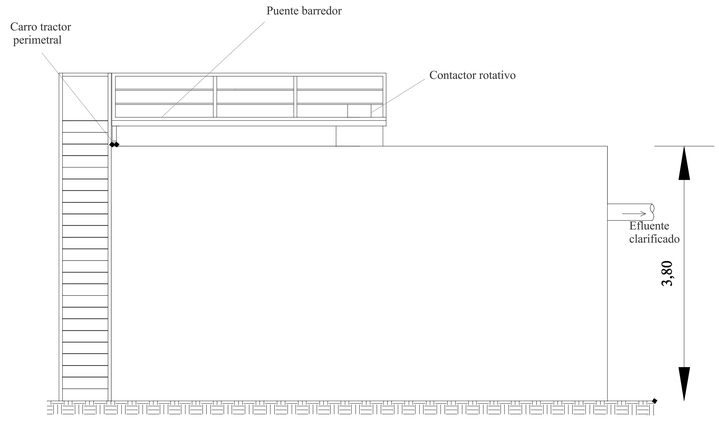


Vista lateral reactor aerobio

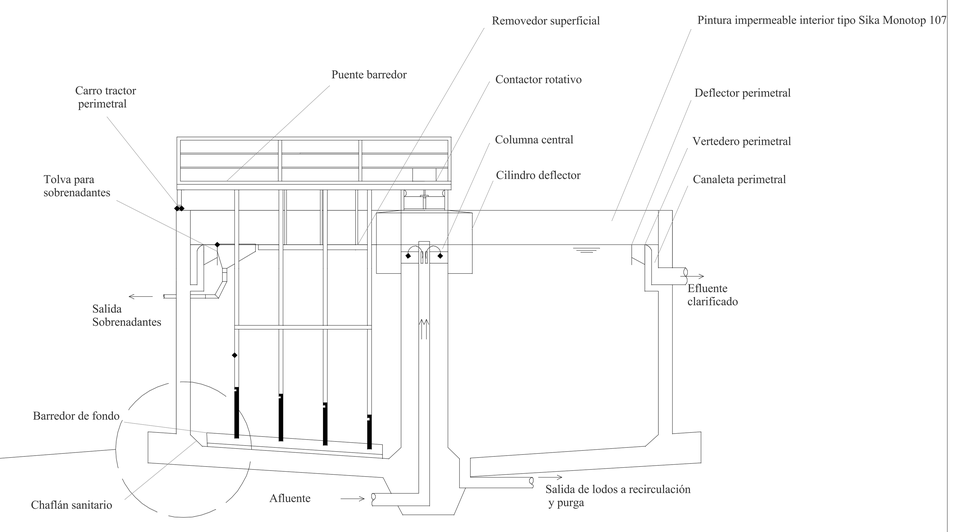
PROYECTO INTEGRADOR "Planta de tratamiento de efluentes cloacales "		
ALUMNO	Nievas Romina Andrea	Fecha 21/12/18
D. TÉCNICO	ING. Alberto Armas	PLANO
ESC. 1:100	Reactor aerobio	03



Planta Sedimentador

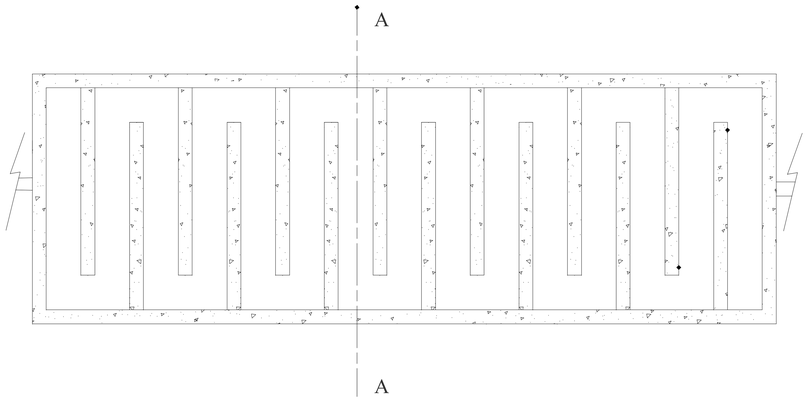


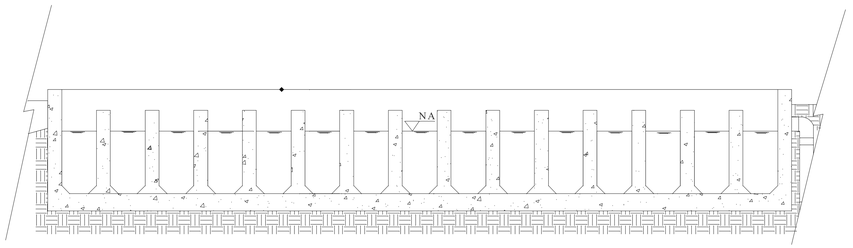
Lateral Sedimentador

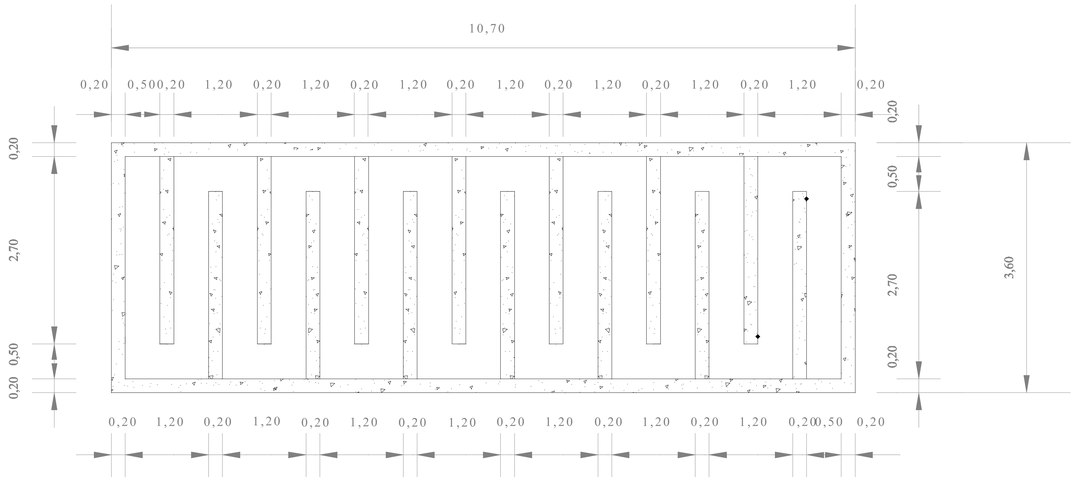


Corte Sedimentador

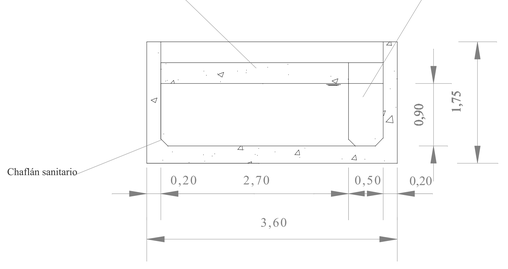
PROYECTO INTEGRADOR "Planta de tratamiento de efluentes cloacales "		
ALUMNO	Nievas Romina Andrea	Fecha 21/12/18
D. TÉCNICO	ING. Alberto Armas	PLANO
ESC. 1:100	Sedimentador circular	04



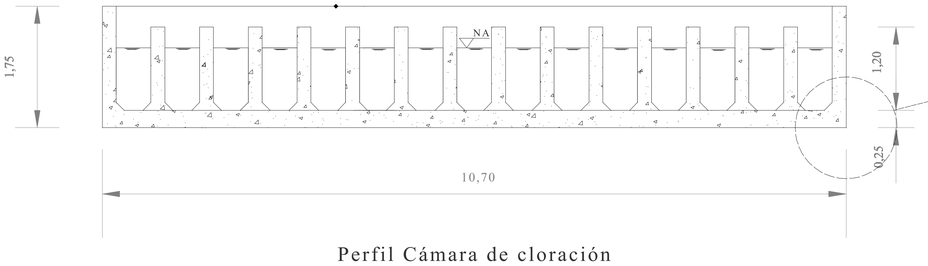




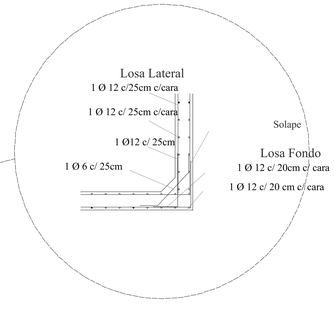
Planta Cámara de cloración



Corte A - A



Perfil Cámara de cloración



Detalle de armadura

PROYECTO INTEGRADOR "Planta de tratamiento de efluentes cloacales "

ALUMNO	Nievas Romina Andrea	Fecha 21/12/18
D. TÉCNICO	ING. Alberto Armas	PLANO
ESC. 1:50	Cámara de cloración	05

E.M.

E.M.

E.M.

E.M.

R3,15

R3,03

4,00

R1,97

67,56

R1,97

65,09

4,00

11,29

25,66

R2,34

22,33

62,34

R14

7,12

7,56

6,50

R6,50

59,62

56,64

R11,86

R7,21

57,70

R5,82

69,83

R4,09

6,50

129,72

4,00

R1,54

33,34

R5,51

4,00

R5,51

R4,09

R6,26

R3,28

4,00

R3,67

24,77

6,50

125,62

R3,37

R3,37

R1,12

17,40

18,66

EJE R2

35,15

14,84

R6,60

6,50

R6,50

R1,44

EJE R1

L.M.

L.M.

E.M.

E.M.

PROYECTO INTEGRADOR "Planta de tratamiento de efluentes cloacales "		
ALUMNO	Nieves Ramiro Andres	Fecha 21/10/18
D. TECNICO	Ing. Alberto Armas	PLANO
ESC. 1:100	Caminos	06

E.M.

152,96

E.M.

E.M.

E.M.

114,28

Playón de lavado

Bomba centrífuga

Estacionamiento

Canaleta perimetral

Doble barrera forestal perenne

11-

11-

12-

A cámara de cloración

N

A

Pozo de bombeo de crudo

Tamiz rotativo

Difusor
ø 12 pulgadas

Válvula compuerta

1-

4-

Grupo Electrógeno

5-

Sopladores

Ingreso de lodo
a partir de la
línea de
recirculación

9-

Caño
distribución 2"

Caño colector 4"

Ingreso de aire

Ingreso de aire

Línea
de
recircu-
lación

Difusor
ø 7 pulgadas

Salida de
clarificado hacia
pozo de bombeo

Salida de lodo
hacia deshidratador

6-

7-

Pozo de bombeo
de recirculación

Súper decanter

1-

Canaleta Parshall

8-

13-

Tanque de almacenamiento
de Hipoclorito de sodio

Ingreso del efluente

C.T.M.

Descarga a laguna Sancti Spíritu

14-

Bomba centrífuga

10-

A

Referencias:

1- Rejas
2- Pozo de bombeo
3- Tamiz rotatorio
4- Reactor biológico
5- Sala de sopladores
6- Caseta de deshidratación
7- Sedimentador
8- Centro de control de motores
9- Digestor
10-Caseta de vigilancia
11-Laguna anaeróbica
12-Laguna aeróbica
13- Cámara de cloración
14- Sala de personal

L.M.

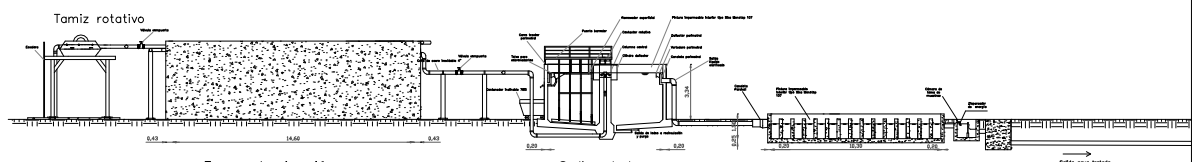
E.M.

Barrera forestal
perenne

L.M.

E.M.

PROYECTO INTEGRADOR "Planta de tratamiento de efluentes cloacales "		
ALUMNO	Nieves Romina Andrea	Fecha 21/12/18
D. TÉCNICO	Ing. Alberto Armas	PLANO
ESC. 1:100	Planta general	02



Tanque de aireación

Sedimentador

Cámara de cloración

CORTE A – A

PROYECTO INTEGRADOR "Planta de tratamiento de efluentes cloacales "		
ALUMNO	Nievas Romina Andrea	Fecha 21/12/18
D. TÉCNICO	ING. Alberto Armas	PLANO
ESC. 1:100	Corte	08

TRATAMIENTO DE EFLUENTES DESCARGADOS POR EL CAMIÓN ATMOSFÉRICO

Tratamiento de los efluentes descargados por el camión atmosférico:

Para tratar este efluente, se realizarán tres lagunas, dos anaeróbicas y otra aeróbica.

Datos obtenidos de la empresa desagotadora:

Pozos vaciados por mes: 30 - 35

Capacidad del tanque cisterna del camión: 8300l. (El contenido de dos tanques aproximadamente)

Volumen mensual: 8,3m^3 x 17,5 = 145,25m^3

Temperatura: 20°C

DBO afluente: 2500

Laguna Anaeróbica: (fuente Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización- Jairo Alberto Romero Rojas)

Solución con base en la carga volumétrica:

COV = 16,5 x 20 – 100 = 230g/m^3d

- Se calcula el volumen de la laguna anaerobia.

V = $\frac{2500\ x\ 4,9}{230}$ = 53,3m^3

- Se provee un volumen adicional del 20% para acumulación de lodos.
- Se adopta un volumen total de la laguna de 64m^3
- El tiempo de retención del agua residual se calcula, por seguridad, ignorando el volumen adicional para lodo.

ɵ=$\frac{53,3}{4,9}$ = 11d

- Se supone una profundidad de 3m, para la cual el área superficial es:

A = 64/3 = 21m^2

Adopto 4m x 5,25m

- Se determina la carga superficial.

COS = $\frac{2500\ x\ 4,9}{1000\ x\ 0,0021}$ = 5833,3 Kg DBO/had

- En términos de DBO, se puede suponer, según tabla 6.9, una eficiencia de remoción del 62%.

DBO efluente = 2500 x 0,62 = 1550mg/l

Laguna Aerobia:

Igualando la producción de oxígeno por las algas con la carga orgánica, se puede obtener una ecuación para diseño de lagunas aerobias:

$\frac{d}{ɵ}$ = 0,028 $\frac{FS}{(DBOU)}$

Siendo:

d = profundidad de la laguna

ɵ = tiempo de retención en días

DBOU = DBO última, mg/l

F = factor de oxigenación

S = radiación solar, cal/cm^2d

S= 408,43 cal/cm^2d (Valor más próximo encontrado, correspondiente a la ciudad de Firmat- Fuente www.argentinainvestiga.edu.ar)

DBOU = $1550 mg/l$

Se determina el factor de oxigenación para una remoción de DBO del 90%

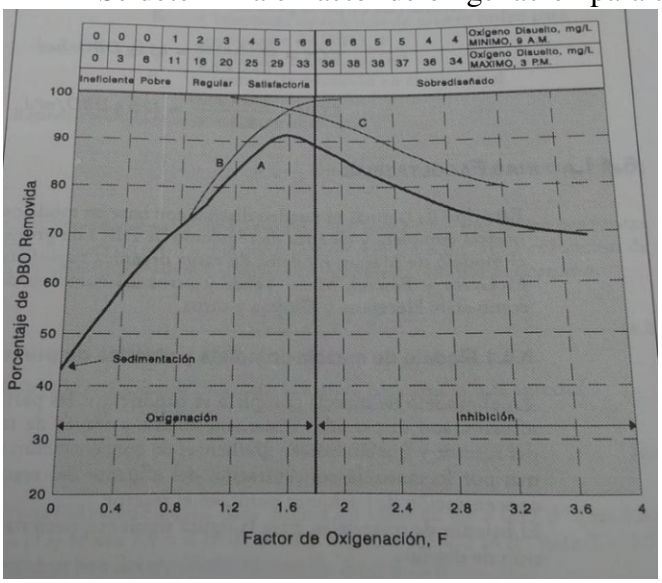


Imagen 65. Relación entre el factor de oxigenación y la remoción de DBO en lagunas de estabilización aeróbica- Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización de Jairo Alberto Romero Rojas.

F = 1,6

Se calcula el tiempo de retención, suponiendo una profundidad de la laguna de 0,5m

$$\theta = \frac{d\ (DBOU)}{0{,}028FS}$$

$$\theta = \frac{0{,}5.1550}{0{,}028.1{,}6\ .408{,}43}$$

θ =42d

Se calcula el área superficial:

$$A = \frac{4{,}9\ .42}{0{,}5} = 411{,}6m^2 = 0{,}04116\text{ha}$$

Se calculan las cargas orgánicas:

$$COS = \frac{1550.4{,}9}{1000\ .0{,}04116} = 184\text{Kg DBO/had}$$

$$COV = \frac{1550.4{,}9}{4{,}9.42} = 36{,}9\text{g DBO}/m^3\text{d}$$

Construcción de diques (fuente: Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización-Jairo Alberto Romero Rojas)

Para prevenir los efectos destructivos de la erosión causada por oleaje y por aguas de lluvia, así como por madrigueras de roedores, En los taludes se debe proveer protección contra la erosión, entre 0,5m por debajo del nivel del agua y 0,5m por encima del nivel del

agua, se recubrirá la superficie con piedra de río de 15-20cm de tamaño y canto rodado de 7 a 14Kg.

Impermeabilización (fuente: Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización-Jairo Alberto Romero Rojas)

La impermeabilización se hace mediante recubrimientos de telas plásticas, geomembranas, capas de arcilla o tierra compactada.

En el caso de esta planta, se optó por utilizar geomembrana en la laguna aeróbica y en las anaeróbicas la impermeabilización se llevará a cabo mediante bentonita, el método para la misma se explica a continuación:

1- Se coloca sobre el área a revestir una suspensión de bentonita en agua al 0,5%, de tal manera que la bentonita se sedimente, sobre el suelo, formando una capa delgada.
2- Se mezcla bentonita con el suelo superficial en una proporción de 4.5kg/m^2 de suelo.
3- Se prepara un lecho de grava de 15cm de espesor y sobre él se aplica bentonita en agua al 0.5%. La bentonita se sedimenta a través de la capa de grava y sella los espacios vacíos.
4- Se riegan 2.5 a 5cm de bentonita y se cubren con un lecho de 20 a 30cm de tierra y grava para proteger la membrana formada de bentonita.
5- Se mezcla bentonita con arena en una relación de 1/8 en volumen. La mezcla se coloca, de un espesor de 5 a 10cm, sobre el fondo de la laguna y se cubre con una capa de protección de arena o suelo. Este método consume 13.5Kg de bentonita/m^2.

En general se recomienda bentonita más fina que tamiz N°30 con humedad menor del 20%.

Operación, mantenimiento y control (fuente: Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización-Jairo Alberto Romero Rojas).

-Arranque:

Antes de la puesta en servicio se debe realizar una inspección a fin de verificar la existencia de las condiciones siguientes:

- ✓ Ausencia de plantas y vegetación en el fondo y en los taludes interiores de la laguna.
- ✓ Funcionamiento y estado apropiado de las unidades de entrada, rejilla, unidades de aforo, unidades de paso y de salida.
- ✓ Colocación, tensionamiento y estado adecuado de las pantallas o bafles, cuando haya lugar.

En el procedimiento para poner en funcionamiento las lagunas de estabilización se deben tener en cuenta los siguientes requerimientos generales.

- ✓ En lo posible las lagunas se deben arrancar en verano, pues a mayor temperatura se obtiene mayor eficiencia de tratamiento y menor tiempo de aclimatación.
- ✓ El llenado de las lagunas debe hacerse lo más rápidamente posible, para prevenir el crecimiento de vegetación emergente y la erosión de los taludes si el nivel del agua permanece por debajo del margen o tramo protegido.
- ✓ Para prevenir la generación de malos olores y el crecimiento de vegetación, las lagunas deben llenarse, por lo menos, hasta un nivel de operación de 0,6m.
- ✓ Para lagunas primarias anaerobias es recomendable llenarlas con agua cruda y dejarlas en reposo, durante unos pocos días, para permitir el desarrollo de la población bacterial fermentadora de ácidos y formadora de metano. El período de aclimatación puede durar unos 20 días; durante este período la carga se incrementa gradualmente para mantener condiciones anaerobias, OD =0; pero con control permanente del pH, de tal manera que se determinen valores por encima de 7.0. Si es necesario se agrega cal.

-Operación y mantenimiento:

La operación y mantenimiento de las lagunas de estabilización tiene como objetivos básicos los siguientes:

- ✓ Mantener limpias las estructuras de entrada, interconexión y salida.
- ✓ Mantener libre de vegetación la superficie del agua.
- ✓ Mantener adecuadamente podados los taludes.
- ✓ Mantener, en lagunas anaerobias, un pH aproximadamente igual a 7.0 y un manto denso de nata sobrenadante que minimice la presencia de olores.

-Control:

El control adecuado del proceso de tratamiento exige el registro, por el operador, de los caudales de aguas residuales y de las características del afluente, contenido de la laguna y efluente.

Cargo	Población				
	10000	25000	50000	100000	250000
Supervisor	-	-	1	1	1
Laboratorista	-	-	1	1	1
Operador Jefe	-	1	1	1	1
Obrero	1	1	2	4	10
Conductor	-	-	1	1	1
Celador	1	1	1	2	2
TOTAL	2	3	7	10	15

Tabla 34. Planta de personal recomendado (Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización-Jairo Alberto Romero Rojas).

El color es uno de los parámetros más sencillos de determinar y su observación permite visualizar el estado general de la laguna como se indica en la tabla 35.

Color	Indicador
Verde oscuro brillante	Bueno, pH alto, OD alto
Verde opaco a amarillo	Regular, pH y OD en disminución.
	Predominio de algas azul-verdosas.
Gris a negro	Malo, Laguna Anaerobia
Canela a carmelito	Bueno si es debido a algas carmelitosas. Malo si es debido a erosión del dique.
Rojo a rosado	Presencia de bacterias púrpuras del azufre en lagunas anaerobias. Presencia de algas rojas en lagunas anerobias.

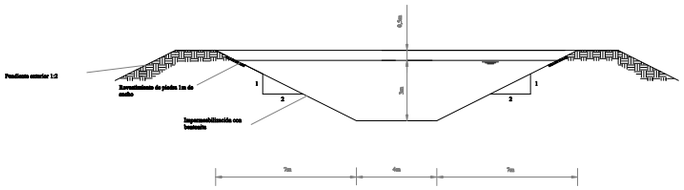
Tabla 35. Color como indicador visual (*Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización-Jairo Alberto Romero Rojas).*

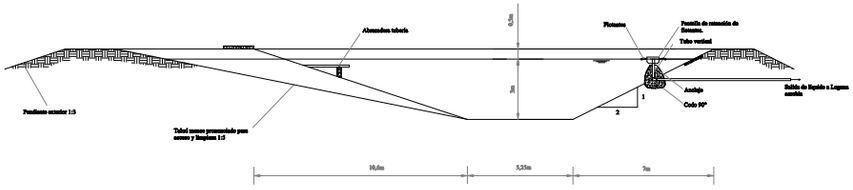
Las determinaciones típicas de control en lagunas de estabilización y su frecuencia de análisis se resumen en la siguiente tabla:

Parámetro	Afluente	Laguna	Efluente	Frecuencia
Caudal	*	-	*	Diaria
Color	*	*	*	Diaria
Temperatura	*	*	*	Diaria
pH	*	*	*	Diaria
OD	*	*	*	Diaria
DBO total	*	-	*	Quincenal
DQO total	*	-	*	Quincenal
SS	*	-	*	Quincenal
CF	*	-	*	Quincenal

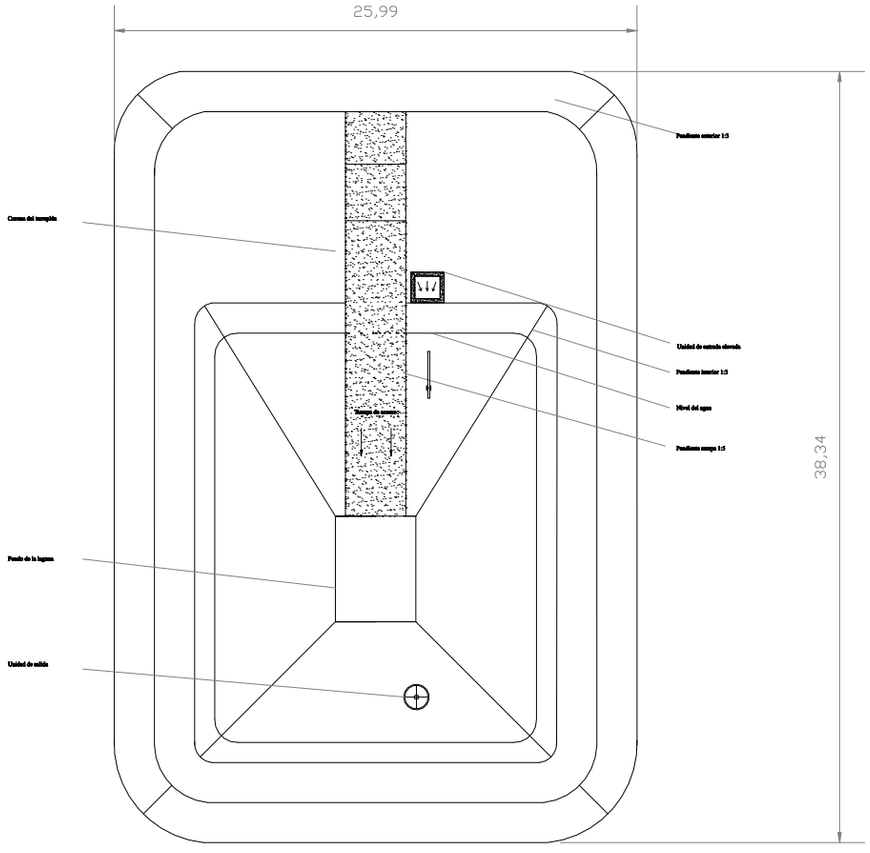
Tabla 36. Controles típicos de operación (*Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización-Jairo Alberto Romero Rojas).*

LAGUNAS

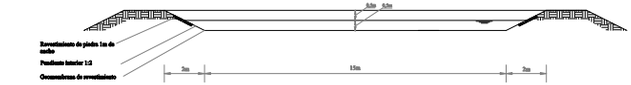


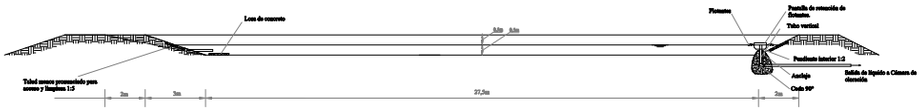


Perfil Laguna Anaerobia

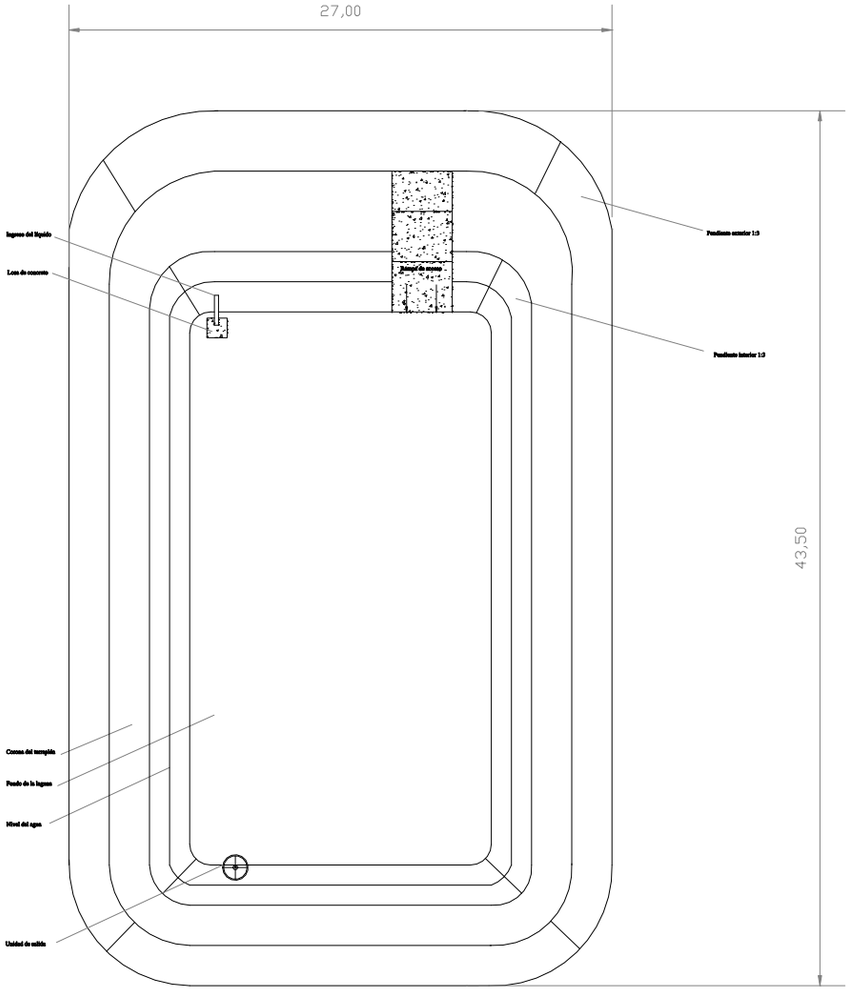


Planta Laguna Anaerobia





Perfil Laguna Aerobia



Planta Laguna Aerobia

	PROYECTO INTEGRADOR "Planta de tratamiento de efluentes cloacales "	
ALUMNO	Nieves Romina Andres	Fecha 21/12/18
D. TÉCNICO	ING. Alberto Armas	PLANO
ESC. 1:100	Lagunas de estabilización	05

OBRAS COMPLEMENTARIAS

Obras complementarias

Cerco perimetral:

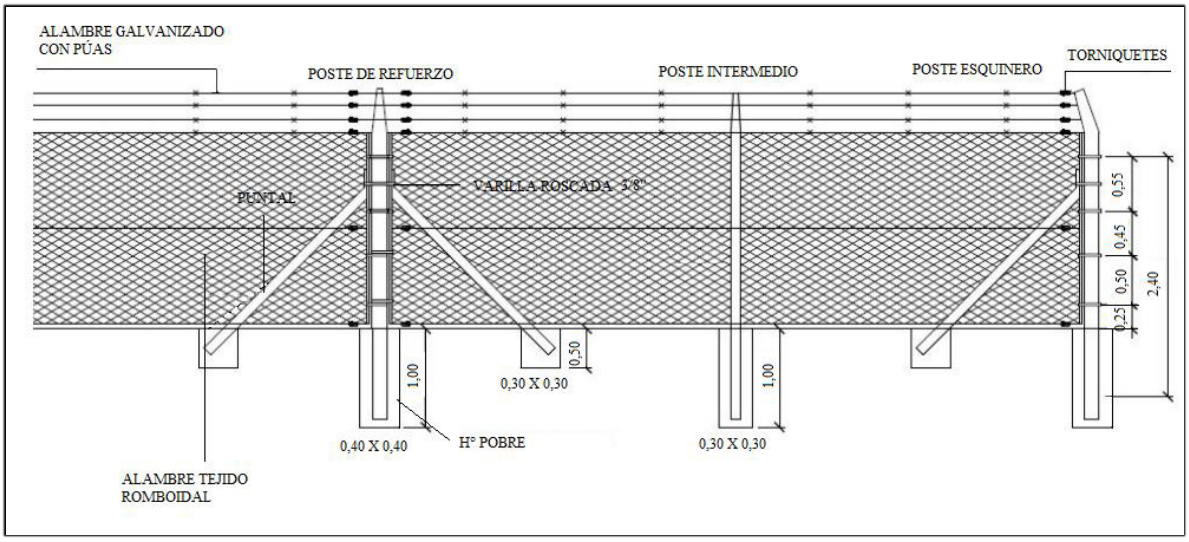


Imagen 66. Detalle cerco perimetral de la Planta.

Forestación:

El propósito de la barrera forestal es minimizar la dispersión de olores hacia el entorno inmediato.

Imagen 67. Barrera forestal.

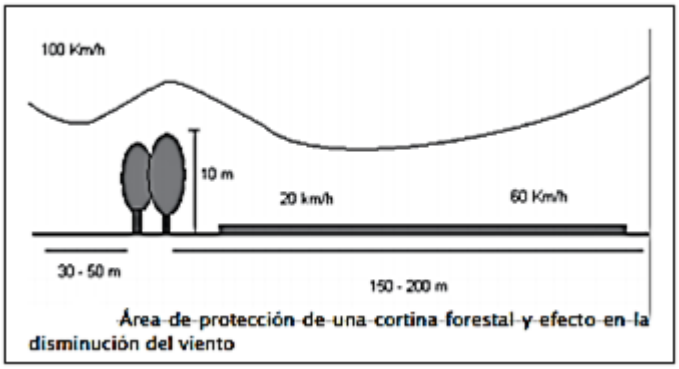


Imagen 68. Efecto de la barreara forestal.

Hileras: de 1 a 4 (Fuente INTA)
Distancia entre árboles en la hilera: de 1,5 a 2m (Fuente INTA)
Distancia entre hileras: de 2 a 3m (Fuente INTA)
Especie elegida: Cupressus leylandii, el Ciprés híbrido de Leyland.

Se colocará una hilera paralela al cerco perimetral de la Planta de Tratamiento, distanciados 2m. Se colocará también una doble barrera en el sector de las lagunas de estabilización.

Ítems computados y presupuestados:

Planta Lodos activados

Obra civil

- ✓ Proyecto ejecutivo con ingeniería de detalle.
- ✓ Limpieza superficial y movimiento de suelos general.
- ✓ Excavaciones para fundaciones y estructuras.
- ✓ Relleno y compactación.
- ✓ Estructuras de hormigón.
- ✓ Fundaciones.
- ✓ Sala de sopladores.
- ✓ Sala de grupo electrógeno.
- ✓ Sala de decantador centrífugo.
- ✓ Sala de control de motores.
- ✓ Sala de personal.
- ✓ Caseta de vigilancia.
- ✓ Revoques impermeables para estructuras de hormigón.
- ✓ Instalación agua fría, caliente, sanitaria y gas.

Obra electromecánica

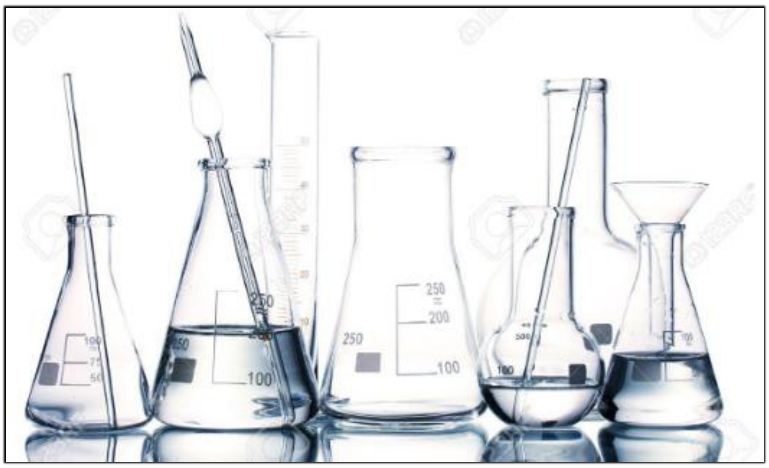
- ✓ Suministro y montaje de rejas.
- ✓ Suministro y montaje de bombas.
- ✓ Suministro y montaje de tamiz rotativo.
- ✓ Suministro y montaje de sopladores.
- ✓ Suministro y montaje de difusores.
- ✓ Suministro y montaje de decantador centrífugo.
- ✓ Suministro y montaje de componentes eléctricos.
- ✓ Suministro y montaje de instrumentos de control.
- ✓ Suministro y montaje de equipo de emergencia.

Elementos e instrumentos:

PH-metro: Es un equipo que se utiliza para determinar la acidez o la alcalinidad que posee cada sustancia.

Turbidímetro: El turbidímetro mide por infrarrojos un rango de 0 a 1000 NTU (Unidades Nefelométricas de Turbidez) y dos escalas de medición, de 0 a 50 y de 50 a 1000. El equipo selecciona automáticamente el rango apropiado, de acuerdo con la turbidez de la muestra.

Cristalería de laboratorio:

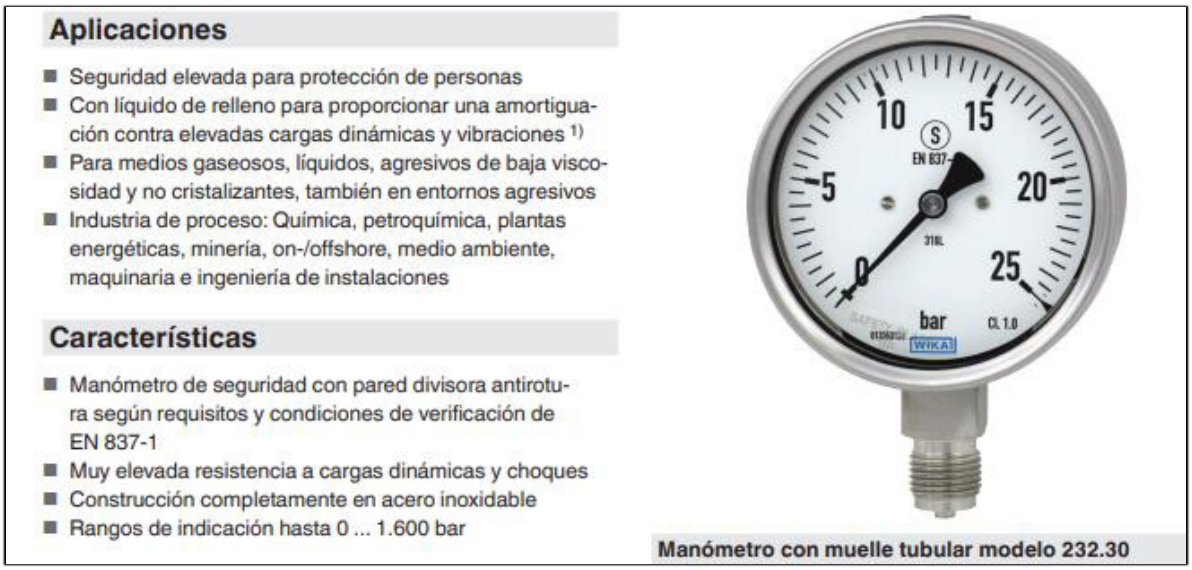


Medidor electro conductividad, TDS y temperatura:

Oxímetro digital:

Caudalímetro digital:

Manómetro con muelle tubular de acero inoxidable:



CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

Planta de tratamiento de líquidos cloacales- Sancti Spíritu						
PRESUPUESTO						
N°	INDICACIÓN DE LAS OBRAS	U	CANTIDAD	P. UNITARIO	IMPORTE($)	%INC.
1	COMPRA DE TERRENO	M2	13376	200	2675200	11,3994439
02	TRABAJOS PRELIMINARES					
02.1	INSTALACIÓN DE OBRADOR Y SERVICIOS COMPLEMENTARIOS	MES	12	8500	102000	0,43463789
02.2	CERCO DE OBRA	M	470	650	305500	1,30178308
02.3	CARTELES DE OBRA	M2	20	500	10000	0,04261156
02.4	AGUA, LUZ Y FUERZA MOTRIZ DE OBRA	MES	12	5300	63600	0,27100951
02.5	ESTUDIO GEOTÉCNICO	GL	1	45000	45000	0,19175201
02.6	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	GL	1	50000	50000	0,21305779
02.7	ESTUDIO HÍDRICO	GL	1	50000	50000	0,21305779
02.8	PLAN DE HIGIENE Y SEGURIDAD	MES	12	45000	540000	2,3010241
03	PLANTA DE TRATAMIENTO DE LÍQUIDOS CLOACALES					
03.1	INGENIERÍA DE DETALLE. CÁLCULOS. INFORMES	GL	1	400000	400000	1,7044623
03.2	OBRAS CIVILES					
03.2.1	Construcción reactor, sedimentador, espesador y cámara de cloración	GL	1	6545369	6545369	27,8908367
03.2.2	Excavación de cimientos	M3	65	1300	84500	0,36006766
03.2.3	Llenado de cimientos	M3	65	4300	279500	1,19099303
03.2.4	Mampostería de ladrillos comunes	M3	162,5	7589,6	1233310	5,255326
03.2.5	Mampostería ladrillos cerámicos huecos 12x18x33	M2	40	650	26000	0,11079005
03.2.6	Capa ailadora horizontal	M2	90	387,47	34872,3	0,1485963
03.2.7	Aislación vertical sobre muros	M2	540	364,35	196749	0,83837813
03.2.8	Cubierta de madera a la vista y chapa	M2	280	1864	521920	2,22398241
03.2.9	Contrapiso de cascote sobre terreno natural	M2	270	605	163350	0,69605979
03.2.10	Carpeta niveladora	M2	270	450	121500	0,51773042
03.2.11	Revoque grueso exterior	M2	540	550	297000	1,26556326
03.2.12	Revoque fino exterior	M2	540	400	216000	0,92040964
03.2.13	Revoque interior grueso y fino a la cal al fieltro	M2	580	850	493000	2,10074978
03.2.14	Revestimiento cerámico 20x20	M2	32	1560	49920	0,2127169
03.2.15	Piso cerámico 30x30	M2	270	905	244350	1,04121341
03.2.16	Zócalo cerámico	M	195	345	67275	0,28666925
03.2.17	Cielorraso desmontable 61x61	M2	270	400	108000	0,46020482
03.2.18	Grifería baños	U	2	1500	3000	0,01278347
03.2.19	Juego de accesorios de metal	U	1	1900	1900	0,0080962
03.2.20	Asiento plástico	U	2	170	340	0,00144879
03.2.21	Lavatorio columna+ Inodoro (Ferrum)	U	2	4500	9000	0,0383504
03.2.22	Pileta de cocina acero inoxidable Johnson	U	1	810	810	0,00345154
03.2.23	Mesada granito	U	1	890	890	0,00379243
03.2.24	Mobiliario	GL	1	10900	10900	0,0464466
03.2.25	Ventana de aluminio corrediza	U	14	2721	38094	0,16232447
03.2.26	Puertas placa	U	2	1600	3200	0,0136357
03.2.27	Puerta ciega chapa simple	U	7	3150	22050	0,09395848
03.2.28	Colocación de aberturas	M2	32,6	460	14996	0,06390029
03.2.29	Heladera con freezer	U	1	14000	14000	0,05965618
03.2.30	Cocina 4 hornallas acero inoxidable	U	1	5900	5900	0,02514082
03.2.31	Instalación sanitaria, agua fría y caliente(baño caseta de vigilancia, baño y cocina de sala de reunión de personal)	GL	1	50000	50000	0,21305779
03.2.32	Calefactor Emege Patagonia 3000Kcal tiro balanceado	U	1	5800	5800	0,0247147
03.2.33	Calefactor Emege Euro 2000Kcal tiro balanceado	U	1	4600	4600	0,01960132
03.2.34	Instalación gas	GL	1	45000	45000	0,19175201
03.2.35	Aire acondicionado frío/calor 3500W	U	1	14100	14100	0,0600823
03.2.36	Aire acondicionado frío/calor 2600W	U	1	12400	12400	0,05283833
03.2.37	Pintura impermeable interior tipo Sika Monotop 107 (Rendimiento 1,5Kg/m2)	M2	1070,955	31	33199,605	0,14146869
03.2.38	Luminaria empotrable LED móvil Φ110mm	U	30	1486	44580	0,18996232
03.2.39	Instalación eléctrica caseta de vigilancia y sala de reunión de personal (incluye cableado, caño corrugado, teclas, tomacorriente, y tablero con térmica y disyuntor)	GL	1	40000	40000	0,17044623

03.3	INSTALACIONES Y EQUIPAMIENTO ELECTROMECÁNICO					
03.3.1	Motor trifásico	U	1	42850	42850	0,18259052
03.3.2	Bombas Flygt	U	4	30000	120000	0,51133869
03.3.3	Tamiz rotativo	U	1	136400	136400	0,58122164
03.3.4	Estructura metálica elevada para tamiz rotativo	GL	1	10200	10200	0,04346379
03.3.5	Reja automática	U	1	200000	200000	0,85223115
03.3.6	Contenedor de volteo 750l/600Kg	U	5	6770	33850	0,14424012
03.3.7	Centrífuga decanter	U	1	750000	750000	3,19586681
03.3.8	Sopladores	U	2	45000	90000	0,38350402
03.3.9	Canaleta Parshall 3"	U	1	26108	26108	0,11125025
03.3.10	Difusores	U	102	1132	115464	0,49201009
03.3.11	Escalera metálica para reactor aerobio	GL	2	9200	18400	0,07840527
03.3.12	Tanque 650l	U	1	4500	4500	0,0191752
03.3.13	Bomba dosificadora	U	1	45900	45900	0,19558705
03.3.14	Bomba centrífuga 1HP	U	2	3800	7600	0,03238478
03.3.15	Caño acero inoxidable 4"	M	200	950	190000	0,80961959
03.3.16	Caño acero inoxidable 2"	M	250	800	200000	0,85223115
03.3.17	Válvula esférica reforzada 4"	U	3	4450	13350	0,05688643
03.3.18	Válvula de compuerta 4"	U	9	4800	43200	0,18408193
03.3.19	Codo acero inoxidable 4"	U	15	450	6750	0,0287628
03.3.20	Tee acero inoxidable 4"	U	6	460	2760	0,01176079
03.3.21	Barredor mecánico circular de accionamiento perimetral (Puente pasarela, mando giratorio central, vertederos perimetrales, pantalla interceptora de flotantes, pantalla central de aquietamiento, caja colectora de flotantes, pala barredora de superficie, barredor de fondo).	GL	1	26600	26600	0,11334674
03.3.22	Escalera metálica para sedimentador (Altura máxima 4,9m, Ancho de la escalera 0,80m, 23 escalones)	GL	1	34900	34900	0,14871434
03.3.23	Pozo de bombeo PRFV 11800L	GL	1	34820	34820	0,14837344
03.3.24	Grupo electrógeno Cummins Stamford o similar 200kW	U	1	1010000	1010000	4,30376731
03.3.25	Instrumentos de medición (caudal, presión, pH, conductividad, temperatura, oxígeno disuelto, turbidez, sólidos en suspensión, etc)	GL	1	25000	25000	0,10652889
03.4	MONTAJE ELECTROMECÁNICO	GL	1	1000000	1000000	4,26115575
03.5	PUESTA EN MARCHA Y PUESTA EN RÉGIMEN	GL	1	400000	400000	1,7044623
04	EMISARIO EFLUENTE- DESCARGA EN LAGUNA SANCTI SPÍRITU					
04.1	EXCAVACIÓN PARA TRAZA EMISARIO EFLUENTE TRATADO	M3	120	150	18000	0,0767008
04.2	TENDIDO CAÑO PVC CLASE 6, JUNTA INTEGRADA Φ315mm	M	180	330	59400	0,25311265
04.3	BOCAS DE REGISTRO	U	4	8250	33000	0,14061814

05	OBRA DE ACERCAMIENTO ELÉCTRICO DE MEDIA TENSIÓN	GL	1	475922	475922	2,02797777
06	LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN					
06.1	Limpieza, desmonte de terreno y retiro de excedentes	M3	310	102,5	31775	0,13539822
06.2	Acarreo de tierra (distancia <3Km)	M3	1100	200	220000	0,93745426
06.3	Terraplén compactado (incluye aplicación de bentonita y colocación de geomembrana)	GL	1	40000	40000	0,17044623
06.4	Bentonita	T	25	1600	40000	0,17044623
06.5	Geomembrana	M2	680	260	176800	0,75337234
06.6	Canto rodado	Kg	10811,7	3,66	39570,822	0,16861744
06.7	Hormigón H-21, acero ADN420 (Para cámaras de entrada y para estructura de salida)	M3	2,4646	15447	38070,6762	0,16222508
06.8	Caño PVC Φ200mm x 3,2mm (colocado)	M	200	780	156000	0,6647403
06.9	Pantalla interceptora de acero inoxidable	U	3	450	1350	0,00575256
07	OBRAS COMPLEMENTARIAS					
	PARQUIZACIONES					
07.1	FORESTACIÓN. Forestación en cortina de cipreses (400)+ parquización con sistema de riego	GL	1	311200	311200	1,32607167
	CERCO					
07.2	EXCAVACIÓN DE BASES POSTES	M3	27,2	450	12240	0,05215655
07.2.1	POSTE ESQUINERO DE HORMIGÓN	U	4	977	3908	0,0166526
07.2.2	POSTE INTERMEDIO DE HORMIGÓN	U	75	633	47475	0,20229837
07.2.3	POSTE DE REFUERZO DE HORMIGÓN	U	75	862	64650	0,27548372
07.2.4	PUNTAL DE HORMIGÓN	U	160	370	59200	0,25226042
07.2.5	FUNDACIÓN BASE POSTES	M3	27,2	5017,1	136465,12	0,58149913
07.2.6	ALAMBRE TEJIDO ROMBOIDAL	M	525	80	42000	0,17896854
07.2.7	TORNIQUETES PARA ALAMBRADOS	U	900	65	58500	0,24927761
07.2.8	ALAMBRE GALVANIZADO CON PÚAS	M	2000	5,5	11000	0,04687271
07.2.9	VARILLA ROSCADA 3/8"	M	30	55	1650	0,00703091
07.2.10	TUERCA 3/8"	U	160	2	320	0,00136357
07.2.11	ARANDELA PLANA 3/8"	U	160	0,55	88	0,00037498
07.2.12	GANCHO ESTIRA ALAMBRE CON TUERCA 3/8"	U	480	31	14880	0,063406
07.2.13	PLANCHUELA	M	500	40	20000	0,08522311
07.2.14	PORTÓN METÁLICO	U	1	54000	54000	0,23010241
07.3	PREPARACIÓN DE SUBRASANTE CON 3% DE CAL	M3	140	840	117600	0,50111192
07.4	BASE CON ESTABILIZADO GRANULAR CON CEMENTO6%	M3	640	1000	640000	2,72713968
07.5	LOSA DE H° A° CON CORDÓN INTEGRAL	M3	85	5300	450500	1,91965067
07.6	TOMADO DE JUNTAS DE DILATACIÓN	M	60	300	18000	0,0767008
	ILUMINACIÓN EXTERIOR					
07.7	LUMINARIA ALUMBRADO PÚBLICO VIAL LED 50W Ip66	U	15	8300	124500	0,53051389
	LIMPIEZA PERIÓDICA Y FINAL					
07.8	SEGURIDAD, LIMPIEZA PERIÓDICA Y FINAL	MES	12	20000	240000	1,02267738

	TOTAL COSTO	23467811,52
	Coeficiente de Resumen [K]	1,573
	TOTAL	36914867,53

COSTO OPERATIVO Y MANTENIMIENTO

Costo operativo y mantenimiento

1) Total potencia instalada
2) Personal de operación
3) Seguridad e higiene
4) Químicos y sustancias
5) Análisis de laboratorio
6) Supervisión y Asesoramiento técnico
7) Costes varios.

1) Total potencia instalada

Resumen de potencia instalada en la planta:

Bombas Flyg 4unidades (4,7kW)…… 18,8kW

Bomba centrífuga 2unidades (0,75kW)…… 1,50kW

Motor tamiz rotativo…… 0,25kW

Motor trifásico para sedimentador……18,5kW

Motor reja de limpieza automática……0,37kW

Motor súper-decanter…… 165kW

Sopladores 2 unidades (3,72kW)……7,44kW

Bomba dosificadora……0,005kW

Iluminación LED 15 unidades (0,05kW)……0,75kW

Electrodomésticos…… 5kW

Iluminación interior LED 30 unidades (0,014kW)…… 0,42kW

Total…… 218,035Kw

ΣP x Coef. Simultaneidad = 38185,2 x 0,6 = 22911,12kWh al mes.

Súper decanter = 165kW x 3h x 4semanas = 1980kWh al mes.

Total = 24891,12 kWh mes

		P. Pico	F. Pico	
Demanda Convenida:				
Demanda máxima:		220	220	
Demanda a facturar:		220	220	
Energía Activa:	**Pico**	**F. Pico**	**Nocturna**	
	12446	6223	6223	
Total E. Activa		24891.12	kWh	

Factor de Potencia:	Tg j: 0,08	Corresponde Cos j:	1,00

Recargo	18,78	%
Bonificación	0	%
Coeficiente de utilización:	0,157	
Costo específico	5,863	$/kWh

CONSUMOS		
Cargo Comercializ:	**$**	967,07
Cargo Pot. Pico:	**$**	70121,92
Cargo Pot. F.Pico:	**$**	31267,37
Cargo por Pot Adq.:	**$**	1118,28
Total Cargo Fijo:	**$**	103474,64
Cargo Variable:	**$**	35760,70
SUBTOTAL:	**$**	139235,34

		Valores de Tarifa	
		DEMANDA	
		Pico	318,736
		F. Pico	142,124
		Adquirida	5,083
Cálculo Costo Energía		**ENERGÍA**	
Pico	18504,11	Pico	1,487
F. Pico	8835,94	F. Pico	1,420
Nocturna	8420,65	Nocturna	1,353

RECARGOS/BONIF.

Rec/Bonif Factor Pot:	$	6715,86

BÁSICO	$	145951,20
IVA	$	39406,82
Total Factura	$	**185358,02**

2) Personal de operación

Se divide al personal en cuatro grupos: dirección, mantenimiento, explotación y seguridad. La dirección se encargará de establecer las directrices básicas. El mantenimiento ejecutará las actividades propias de su campo en todas las vertientes posibles, mantenimiento preventivo, mantenimiento correctivo, mantenimiento modificado y mantenimiento energético y ambiental. El personal de explotación atenderá a las labores diarias, y será el responsable de verificar y comprobar que las instalaciones funcionan correctamente. El personal de seguridad, se encargará de restringir el acceso a la planta y vigilar el perímetro de la misma.

Se requiere de 4 personas para el normal funcionamiento de la planta:
Sueldo Bruto: $35000

Total: 4 x $35000 = $140000

3) Seguridad e higiene:

Reposición de elementos fungibles tales como protecciones personales (filtros para mascarillas, guantes, gafas de seguridad, protectores auditivos, etc.), revisiones anuales de los extintores y sus recargas, modernización de las medidas protectoras, etc.

Por estimaciones de instalaciones similares se establecerá un coste de: $2000 por mes.

4) Químicos y sustancias:

Hipoclorito de sodio al 10%

Precio x 25Kg ……..$745,80

260Kg (Requerimiento mensual)……..$8204

Cal común X 25Kg……$135

100Kg (Requerimiento mensual)…….…..$540

Otros reactivos (disolventes, lejía para la limpieza de difusores y membranas, antiespumantes, bactericidas, reactivos para calibración de instrumentación, etc):

Costo mensual para otros reactivos…….$1000

5) Análisis de laboratorio:

Se analizará la ausencia o presencia de patógenos en el agua tratada. Para la regulación de la utilización de lodos de depuradora en el sector agrario, se exige que los lodos que serán destinados a actividad agraria, vayan acompañados por una documentación expedida por el titular de la estación depuradora de aguas residuales en la que quedarán

claramente establecidos el proceso de tratamiento y la composición de la mercancía obtenidos mediante técnicas analíticas de caracterización de los fangos.

Costo mensual…….$2500

6) Supervisión y asesoramiento técnico:

Consultor/ Asesor de medio ambiente……$29400 por mes

7) Costes varios:

Incluye inversiones, agua potable, jardinería, seguros, teléfono, material de oficina, etc.

Se estima un costo mensual de: $4800

Total costo operativo y mantenimiento: $373802,02

CONCLUSIÓN

Conclusión:

-Con el desarrollo de esta Planta, se eliminará una problemática ambiental que afectaba a la población desde siempre, gracias a las nuevas tecnologías se logrará el grado de purificación deseado. Con las medidas implementadas, el funcionamiento normal de la planta no impactará de manera negativa en la población bajo ningún aspecto.

-La Planta de Tratamiento generará nuevos puestos de trabajo y una mejora en la calidad de vida de los habitantes.

-Los lodos generados estarán disponibles para recuperar áreas degradadas y para su utilización en un relleno sanitario.

AGRADECIMIENTOS

Agradecimientos:

-Al director de mi proyecto, el Ing. Alberto Armas.

-A los profesores que me asesoraron.

-A mi familia por el apoyo incondicional, sin el cual no hubiese podido concluir esta carrera.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

Bibliografía consultada:

Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales – Autor: William Antonio Lozano Rivas.

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Comisión Nacional del agua-Gobierno de México.

Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización-Jairo Alberto Romero Rojas.

Ingeniería de aguas residuales – Metcalf & Eddy 1996.

Planta de tratamiento de efluentes cloacales, memoria descriptiva de planta – Municipio San Antonio de Areco.

Pre-diseño y elaboración de planos de una planta piloto de tratamiento de aguas residuales domésticas con tecnología de lodos activados- Facultad de Ingeniería y Ciencias Agropecuarias Ecuador.

Estudio de Factibilidad para la Construcción de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales – Universidad de las Américas Puebla.

EIA-sd del Proyecto de Ampliación de la Planta de Abastecimiento de GLP-Ventanilla

Detalle de la norma: Cámara de Toma de Muestras y Medición de Caudales (CTMyMC) RE-607-2012-SADS. Año 2012.

Evaluación del digestor aerobio en la planta de tratamiento de aguas residuales, Aguas Blancas (análisis y propuesta) – Universidad Nacional Autónoma de México.

Propuesta de plan director de agua potable para las localidades de Unquillo y Mendiolaza, Capítulo 5 Estudio de la demanda – Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.

Guía para la formulación y presentación de proyectos – ENOHSA

Hormigón armado – Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré.

Cortinas Forestales - Dra. Ing. Agr. Ivana Amico, INTA EEA Esquel

Consideraciones en relación con el uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales – Hoja de divulgación técnica 33, CEPIS, Ing. Rodolfo Sáenz Fore