

Universidad de **Cádiz**

Proyectos de fin de carrera de **Ingeniería Química**

Facultad: CIENCIAS

Titulación: INGENIERÍA QUÍMICA

Título: Estación depuradora de aguas
residuales de Algeciras

Autora: Yésica ROMERO LOBATO

Fecha: Febrero 2008





INDICE

DOCUMENTO I: MEMORIA DESCRIPTIVA

	Página
Peticionario	1
Objetivo	1
Justificación	1
Ubicación.....	5
Antecedentes.....	6
Depuración a gran escala: Las Técnicas	6
Introducción y problemática general	9
Tratamientos avanzados	11
Descripción de los equipos	13
Procesos y operaciones unitarias	13
1. Pretratamiento.....	15
1.1 Desbaste.....	15
1.2 Desarenado-Desengrasado.....	26
2. Decantación Primaria	38
Tipos de tanques de sedimentación primaria.....	40
Producción de fangos.....	45
Ventajas y desventajas de la decantación primaria.....	46
3. Tratamiento biológico.....	48
3.1 Proceso de fangos activos.....	49
3.1.1 Diseño del proceso.....	52
3.1.2 Control del proceso.....	56
3.1.3 Problemas de explotación	62
3.1.4 Diseño de las instalaciones físicas.....	67
3.1.5 Decantación secundaria	73

3.2	Lagunas aireadas.....	78
3.3	Filtros percoladores	78
3.4	Biodiscos (RBCs)	79
3.5	Estanques de estabilización	81
4.	Tratamiento y vertido del fango	81
4.1	Espesado por gravedad	85
4.2	Espesado por flotación.....	88
4.3	Estabilización.....	92
4.3.1	Estabilización con cal	92
4.3.2	Tratamiento térmico	93
4.3.3	Compostaje	93
4.3.4	Digestión aerobia.....	94
4.3.5	Digestión anaerobia	95
Diseño de los tanques	99	
Producción, recogida y utilización del biogás	100	
Digestión anaerobia termofílica.....	104	
4.4	Deshidratación de lodos.....	105
4.4.1	Filtración al vacío	106
4.4.2	Centrifugación	107
4.4.3	Filtros prensa	110
4.4.4	Eras de secado	112
4.4.5	Lagunaje	113
4.4.6	Filtros banda	114
5.	Tratamiento Avanzado del Agua Residual.....	117
5.1	Filtración en medio granular.....	117
5.2	Microtamizado.....	121
5.3	Control de nutrientes	121
5.4	Desinfección con Cloro	122
6.	Cogeneración.....	124
	Descripción de lo proyectado	128

PETICIONARIO

La finalidad del siguiente documento es la exposición del contenido, estructura y presentación del Proyecto Fin de Carrera de título Dotación de Estación de Depuración de Aguas Residuales a la ciudad de Algeciras, realizado por Yésica Romero Lobato de la Facultad de Ciencias de la Universidad de Cádiz, y bajo la supervisión del Sr. tutor D. José Antonio Perales Vargas-Machuca.

OBJETIVO

El objetivo del presente proyecto consiste en el Dimensionamiento y selección de las unidades que comprende el proceso de depuración de las aguas residuales de origen urbano de la ciudad de Algeciras (aprox. 145.000 habitantes). Asimismo, se dimensionarán las unidades encargadas de tratamiento de los lodos generados en la depuración de las aguas.

Se evaluarán las diferentes disposiciones y alternativas de tratamiento y se seleccionarán las idóneas, atendiendo a factores de operación y mantenimiento, seguridad, impacto ambiental, etc.

JUSTIFICACIÓN

Entre la legislación contemplada cabe destacar el R.D. 2116/98, de 2 de octubre de 1998, por el que se modifica el R.D.509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto Ley 11/95, de 28 de diciembre, por el se establecen las normativas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas (BOE de 20/10/98), donde se contempla la

aprobación por parte de la Unión Europea de la Directiva 91/271/CEE, del Consejo de 21 de mayo, sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas, en la cual se establece que los Estados miembros adoptarán las medidas necesarias para garantizar que dichas aguas son tratadas correctamente antes de su vertido.

Para ello, la norma comunitaria impone la obligación de someter dichas aguas residuales a tratamientos, más o menos rigurosos, en diferentes plazos. Los criterios que utiliza la Directiva para fijar estas obligaciones son el número de “habitantes equivalentes”, concepto definido en función de la carga contaminante tanto de personas, como de animales e industrias y las “aglomeraciones urbanas”, que son las zonas que presentan una concentración suficiente para la recogida y conducción de las aguas residuales; asimismo, también se toma en consideración la mayor o menor sensibilidad de la zona en la que van a realizarse los vertidos.

Con carácter general, la Directiva establece dos obligaciones claramente diferenciadas: En primer lugar, las “aglomeraciones urbanas” deberán disponer, según los casos, de sistemas colectores para la recogida y conducción de las aguas residuales, y en segundo lugar, se prevén distintos tratamiento a los que deberán someterse dichas aguas antes de su vertido a las aguas continentales o marítimas.

Calidad de las Aguas permitidas en la Red de Alcantarillado

A continuación, se cita la relación de productos y vertidos que según la ordenanza municipal está prohibido enviar directamente a la red de alcantarillado público:

- A) Todo aquello que pudiera causar alguno de los siguientes efectos:
- Formación de mezclas inflamables o explosivas.
 - Efectos corrosivos sobre los materiales de las instalaciones.

- Sedimentos, obstrucciones o atascos en las tuberías que dificulten el flujo libre de las aguas y labores de mantenimiento.
- Creación de condiciones ambientales tóxicas, peligrosas o molestas que dificulten el acceso del personal de inspección, limpieza y mantenimiento o funcionamiento de las instalaciones.
- Perturbaciones en el proceso y operaciones de las Estaciones Depuradoras, que impidan alcanzar los niveles de tratamiento previsto en su diseño.

B) Los siguientes productos:

- Gasolina, benceno, nafta, fuel-oil, petróleo, aceites, volátiles, tolueno, xileno o cualquier otro tipo de sólido, líquido o gas inflamable o explosivo.
- Carburo de calcio, bromato, cloratos, hidruros, percloratos, peróxidos, etc., toda sustancia sólida, líquida o gaseosa de naturaleza inorgánica potencialmente peligrosa.
- Gases procedentes de motores de explosivos o cualquier otro componente que pueda dar lugar a mezclas tóxicas, inflamables o explosivas con el aire.
- Sólidos, líquidos o gases, tóxicos o venenosos, bien puros o mezclados con otros residuos, que puedan constituir peligro para el personal encargado de la red u ocasionar alguna molestia pública.
- Cenizas, carbonillas, arenas, plumas, plásticos, madera, sangre, estiércol, desperdicios de animales, pelos, vísceras y otros cuerpos que puedan causar obstrucciones u obstaculizar los trabajos de conservación o limpieza.
- Disolventes orgánicos, pinturas y colorantes en cualquier proporción.

- Aceites y/o grasas de naturaleza mineral, vegetal o animal.
- Fármacos desechables procedentes de industrias farmacéuticas o centros sanitarios que puedan producir alteraciones en la Estación Depuradora.
- Sólidos procedentes de trituradores de residuos, tanto domésticos como industriales.
- Todos aquellos productos contemplados en la vigente legislación sobre productos tóxicos o peligrosos. En particular la Orden de 12 de Noviembre de 1987 del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

C) Los siguientes vertidos:

- Vertidos industriales líquidos-concentrados-desechables cuyo tratamiento corresponda a una planta específica.
- Vertidos líquidos que cumpliendo con la tramitación de temperatura, pudieran adquirir consistencia pastosa o sólida en el rango de temperaturas reinantes en la red de alcantarillado público.

En cuanto a las concentraciones máximas instantáneas de contaminantes permisibles en las descargas de vertidos no domésticos se tiene:

PARÁMETRO	CONCENTRACIÓN (mg/l)
DBO ₅	400
PH	6-9,5
Temperatura	400

Sólidos en suspensión (partículas en suspensión o decantables 0,2 micras)	500
Aceites y grasas	100
Arsénico	1-1
Plomo	1-2
Cromo total	3
Cromo Hexavalente	1
Cobre	3
Zinc	5
Níquel	5
Mercurio total	0,002
Cadmio	-
Hierro	50
Boro	4
Cianuros	3
Sulfatos	5
Conductividad	5.000

UBICACIÓN

Las obras están proyectadas en la Zona de La Isla Verde, perteneciente al Puerto Bahía de Algeciras, provincia de Cádiz, como queda expresado en los planos de situación y ubicación.

ANTECEDENTES

Introducción y problemática general.

Desde el punto de vista de un adecuado tratamiento de los vertidos generados, lo procedente es reunir en la medida de lo posible los efluentes para proceder a su adecuación previa al vertido a los cauces naturales.

Surge así la necesidad de grandes estaciones depuradoras de aguas residuales (E.D.A.R.'s), que pueden atender los vertidos producidos por algunos cientos de miles de habitantes y sus servicios asistenciales asociados o la industria que pueda existir alrededor de la población.

Los problemas que hay que abordar a la hora de diseñar y explotar sistemas de este tipo sobrepasan toda tecnología a emplear para la depuración, puesto que al acumular vertidos de muy distintas procedencias y orígenes, es forzoso considerar las múltiples composiciones de los posibles vertidos a tratar.

Surge así una consideración previa relacionada con la gestión del saneamiento urbano, que es la de qué vertidos admitir en la red para que puedan ser insertados en un proceso que ha de ser necesariamente válido para todo lo que llegue a la planta.

Si los procedimientos a emplear van a ser los de mecanismos de depuración biológica, es obvio que los componentes de los vertidos que se acepten han de ser compatibles con un desarrollo bacteriano que permita la separación de la materia orgánica. Dicho de otra manera, estos sistemas han de estar diseñados casi exclusivamente para depurar vertidos orgánicos y, como mucho, materiales inertes que el agua pueda llevar en suspensión o que arrastre.

Esto lleva a que se precise una gestión previa que garantice que los vertidos a incorporar a la red van a estar en unos límites adecuados de contaminantes y que, en

especial, van a estar ausentes sustancias tóxicas para las colonias microbianas que serán las responsables de la limpieza final del agua. La necesidad de una normativa que reglamente todo ello resulta evidente. Por supuesto esta normativa suele tener su mayor incidencia en las industrias, sobre las que recaen en muchos casos la obligatoriedad de efectuar tratamientos previos a la incorporación de sus vertidos a las redes urbanas, retirando las sustancias tóxicas que, puedan resultar peligrosas para la salud de los ciudadanos por su incorporación a la red, para la propia red o no puedan ser retiradas por un tratamiento biológico o ser inhibidoras del mismo.

Otro aspecto también significativo de los vertidos urbanos es el impacto que causan, a pesar de su mayor o menor depuración o regeneración, debido al elevado caudal que han de soportar los cauces aguas debajo de las grandes ciudades. Hay que tener en cuenta que, en un esquema muy simplificado, aguas arriba de las ciudades las corrientes superficiales de agua quedan muy mermadas precisamente por la necesidad de abastecimiento de estas ciudades. Hay que tener en cuenta lo que puede suponer la incorporación a estos cauces de las aguas procedentes de una o de varias grandes estaciones depuradoras. Y ello, considerando, además que la regeneración de esta agua nunca es total, sino que los rendimientos de estas estaciones suelen estar alrededor de un 90 % en retirada de materia orgánica (medida, habitualmente en DBO_5) y portando otra serie de componentes propios de aguas que han pasado por este ciclo: nitratos, fosfatos, metales pesados, detergentes, etc.

La consideración anterior se basa en el supuesto de lo que se denomina técnicamente un "tratamiento secundario", que es el nivel que se suele implantar, siempre y cuando no haya exigencias mayores por la necesidad de una posterior reutilización de las aguas.

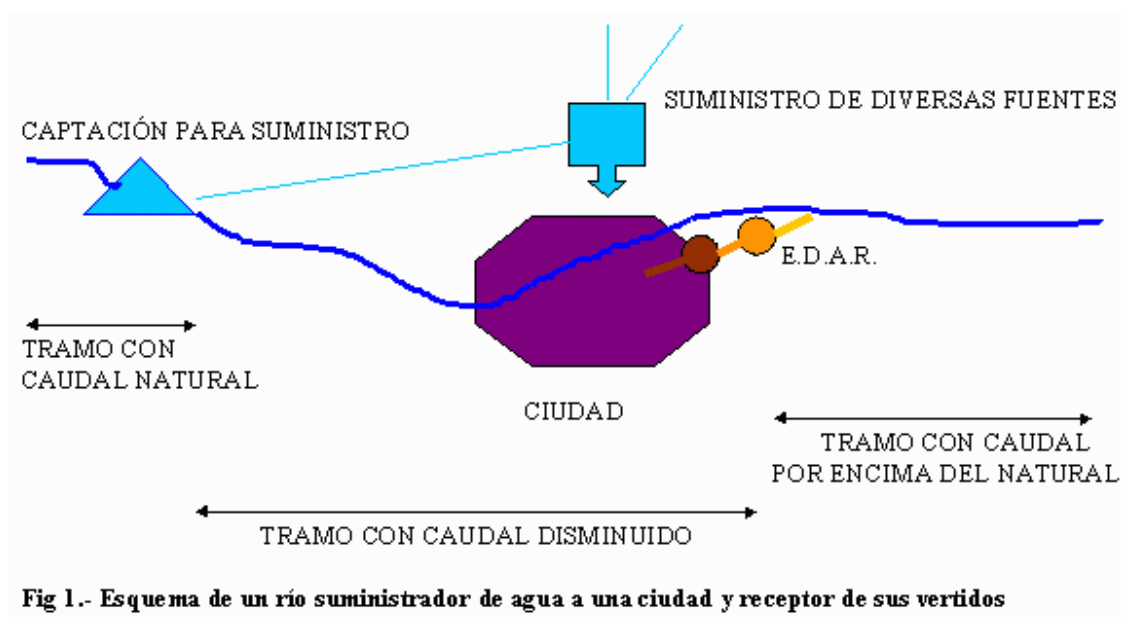


Fig 1.- Esquema de un río suministrador de agua a una ciudad y receptor de sus vertidos

A pesar de que muchos de los componentes que aportan a los ríos las aguas "regeneradas" son biodegradables o asimilables por el entorno, esto no sucede sino después de que los efluentes hayan efectuado un cierto recorrido por el cauce, lo que da como resultado una degradación de esos cauces a lo largo de kilómetros de su recorrido, aguas debajo de su paso por una depuradora.

Este aspecto tiene una difícil solución, ya que habría que abordarlo mediante el aumento de los rendimientos de depuración, lo que conlleva necesariamente una fuerte elevación del coste, al tener que acometer un nivel "terciario" de tratamiento.

Los componentes de las aguas residuales que se retiran de las mismas constituyen lo que se denominan fangos. Estos fangos, tras una serie de tratamientos de estabilización y secado, acaban constituyendo un residuo bastante seco, prácticamente inerte y aséptico, cuyo destino suele ser un vertedero. Sin embargo es también aprovechable como abono orgánico, por su contenido en humus, nitratos y otros nutrientes, con cuya aplicación al terreno se obtienen notables mejoras en la estructura del suelo cultivable. No hay que olvidar, sin embargo, que estos lodos secos contienen también metales pesados en cantidades apreciables, lo que debe tenerse en cuenta para no sobrepasar la capacidad del

suelo respecto a estos componentes, cuya elevada presencia puede significar la toxicidad del suelo para muchos cultivos.

Depuración a gran escala: las técnicas.

Los procedimientos que se siguen a la hora de establecer un sistema de depuración a gran escala para un núcleo de población importante no difieren en sus principios de los que se aplican a comunidades más pequeñas. Se emplean, por lo tanto, procedimientos biológicos.

La variación más importante tiene que ver, evidentemente, con el tamaño general de las plantas. Hay que tener en cuenta que un vertido procedente de una ciudad de 100.000 habitantes, por ejemplo, puede suponer del orden de 20.000 m³ de aguas residuales a tratar diariamente, con caudales medios sobrepasando los 200 litros por segundo y que, en horas punta rondan los 600 litros por segundo.

Obviamente se precisa disponer de grandes instalaciones con elementos multiplicados, de forma que se dispone de una variedad de combinaciones en el uso de los mismos para no tener que parar la planta en el caso de avería, necesidad de limpieza o cualquier otra incidencia en alguno de sus elementos.

El sistema más empleado es el de fangos activados, pero en estos casos precedido necesariamente por una serie de tratamientos exclusivamente físicos con los que se consigue retirar los elementos que pueden alterar el proceso biológico, o causar interferencias en conductos, balsas o canales.

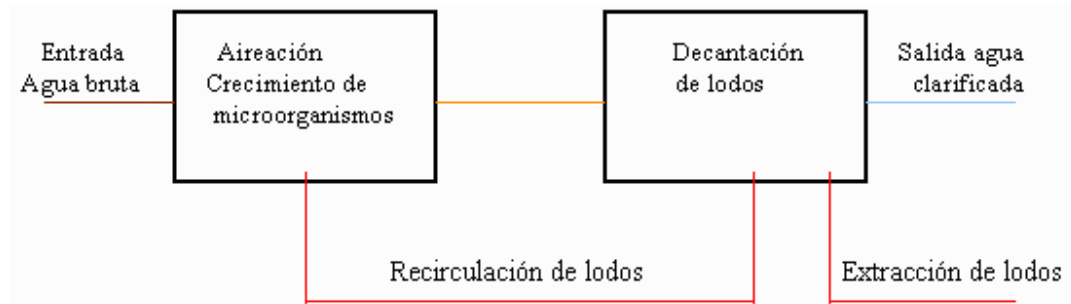


Fig. 2.- Esquema simplificado de un proceso de depuración de aguas residuales mediante lodos activos.

Estos procesos ("pretratamientos" y tratamientos "primarios") físicos se describen brevemente:

- Desbaste: se intercalan rejas en los canales de acceso de las aguas a la planta con el fin de retener y separar los objetos y materiales sólidos de tamaños apreciables que son arrastrados por aquéllas. Disponen de sistemas de limpieza automática y se depositan estos materiales en contenedores para su retirada a vertedero.
- Desarenado: con el fin de retirar las arenas y materiales sólidos finos y pesados que puedan resultar abrasivos para las instalaciones mediante sedimentación.
- Desengrasado: por procedimientos de flotación con ayuda a veces de inyección de burbujas de aire, se separan las grasas y aceites que son arrastrados por las aguas residuales. Se evita así el perjudicial efecto de estas sustancias que, aun siendo biodegradables en gran parte, su eliminación mediante el proceso biológico implicaría largos periodos de retención.
- Decantación física, que constituye lo que se también se denomina "tratamiento primario". Se trata de una decantación, consiguiéndose con una tranquilización del efluente, donde una gran parte de la materia tanto orgánica como inorgánica decanta efecto de la gravedad. Con este proceso finaliza el tratamiento en muchas instalaciones, alcanzando un rendimiento del orden del 30 % de reducción de materia orgánica de las aguas residuales. Desde luego, la

suficiencia de estas instalaciones es, cuando menos dudosa, dependiendo sin embargo de la capacidad receptora del destino final del vertido producido.

A partir de este nivel, llamémosle físico, comenzaría lo que constituye la parte biológica del proceso (también denominado "tratamiento secundario") y que, como ya hemos indicado, se corresponde con los esquemas ya conocidos.

Hay, sin embargo, en este tipo de estaciones depuradoras un elemento que por su gran volumen producido sí que realmente es un elemento distintivo respecto a las plantas de menor tamaño, es el fango. Se trata de los excedentes que se retiran del proceso en la decantación, en forma de fangos bastante líquidos, pero que son portadores de materia sólida y que interesa dejar en condiciones de su eliminación (mediante vertedero de sólidos, como abono, etc...).

Para ello, uniéndose a los fangos procedentes de la decantación primaria, se procede a su adecuación mediante una línea de tratamiento específica, consistente normalmente en un espesado, una estabilización hasta que se consigue un grado suficiente de mineralización y una desecación.

Esta línea de tratamiento, específica de las grandes depuradoras presenta alguna peculiaridad, como es, por ejemplo, la posibilidad de producción de gas metano en la fermentación anaerobia del fango, proceso mediante el que se recupera una parte de la energía empleada en el proceso (la fase de aireación, por ejemplo, es una gran consumidora de energía, además de los bombeos necesarios, el calor para la desecación, etc.).

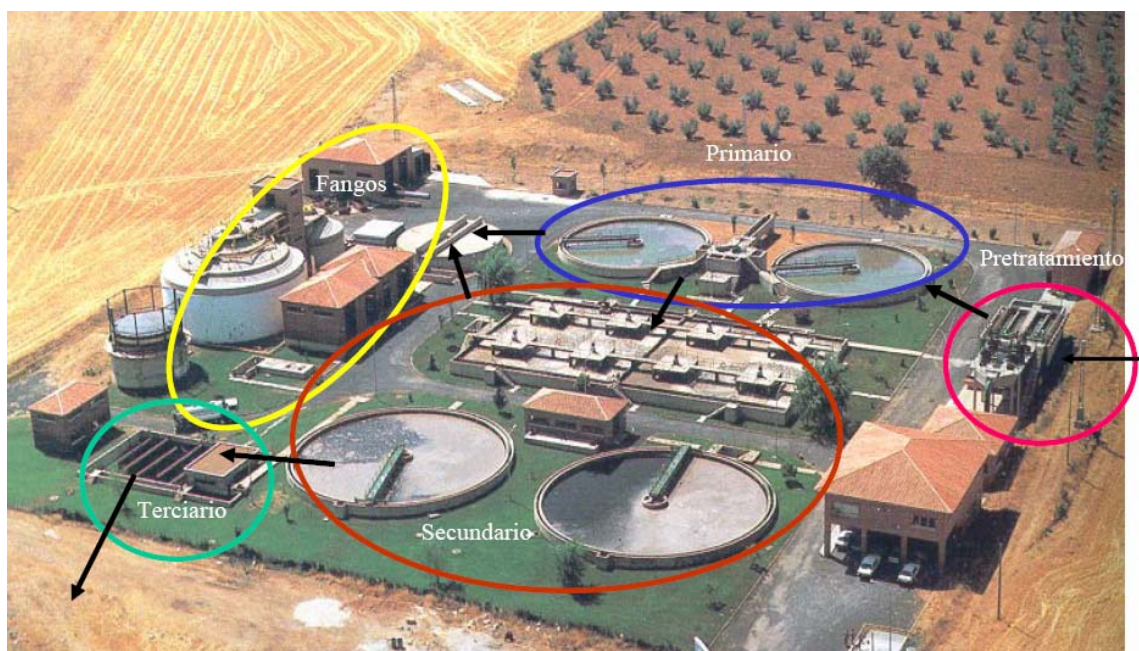
Tratamientos avanzados.

Cuando se precisa que los vertidos tengan un elevado grado de calidad, en especial en determinadas sustancias que puedan ser nocivas para su reutilización posterior, se requiere efectuar, después de un tratamiento secundario, otro tratamiento que garantice esa elevada pureza, que permita, incluso en ocasiones una posterior potabilización de las aguas (tratamiento terciario, ya mencionado anteriormente).

Debido a su elevado coste, estos tratamientos solamente se aplican en caso estrictamente necesario, como sería el de un caudaloso vertido en un río con un entorno de alto valor ecológico o del que se extraiga agua posteriormente para un abastecimiento ciudadano.

Es posible, en función de las características de las aguas a tratar y de los resultados a conseguir, aplicar varios sistemas que podemos, al menos mencionar brevemente :

- Adsorción: basado en la propiedad de algunos materiales de fijar en su superficie sustancias orgánicas en suspensión en el agua. Es una utilización clásica la del carbón activo para esta misión.
- Cambio iónico: se sustituyen iones presentes en el agua y que se precisa retirar por otros que no resultan nocivos y que están presentes en el intercambiador. Éste suele ser un producto a base de resinas orgánicas sintéticas.
- Membranas: procedimiento que presenta algunas variantes, según el tipo de membrana y, por lo tanto de filtrado. Se llega, en el sistema más avanzado, que es la ósmosis inversa, hasta a retirar sales en disolución. La ósmosis inversa se emplea, incluso, para desalar agua de mar, en su proceso de potabilización.



DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS

Procesos y operaciones unitarias

Los contaminantes presentes en el agua residual pueden eliminarse con procesos químicos, físicos y/ biológicos. Los métodos individuales suelen clasificarse en operaciones físicas unitarias, procesos químicos unitarios y procesos biológicos unitarios. A pesar de que estas operaciones y procesos se utilizan conjuntamente en los sistemas de tratamiento, se considera ventajoso estudiar las bases científicas de cada uno de ellos por separado, ya que los principios básicos son comunes.

Operaciones físicas unitarias

Los métodos de tratamiento en los que predomina la acción de fuerzas físicas se conocen como operaciones físicas unitarias. El desbaste, mezclado,

floculación, sedimentación, flotación, transferencia de gases y filtración son operaciones unitarias típicas.

Procesos químicos unitarios

Los métodos de tratamiento en los cuales la eliminación o conversión de los contaminantes se consigue con la adición de productos químicos o gracias al desarrollo de ciertas reacciones químicas, se conocen como procesos químicos unitarios.

Fenómenos como la precipitación, adsorción y la desinfección son ejemplos de los procesos de aplicación más común en el tratamiento de las aguas residuales.

En la precipitación química, el tratamiento se lleva a cabo produciendo un precipitado que se recoge por sedimentación. En la mayoría de los casos, el precipitado no sólo contendrá los constituyentes que puedan haber reaccionado con los productos químicos añadidos, sino que también estará compuesto por algunas sustancias arrastradas al fondo durante la sedimentación del precipitado.

La adsorción es un proceso mediante el cual se eliminan compuestos específicos de las aguas residuales sobre superficies sólidas basándose en las fuerzas de atracción entre cuerpos.

Procesos biológicos unitarios

Los procesos de tratamiento en los que la eliminación de los contaminantes se lleva a cabo gracias a la actividad biológica se conocen como procesos biológicos unitarios.

La principal aplicación de los procesos biológicos es la eliminación de las sustancias orgánicas biodegradables presentes en el agua residual en forma, tanto coloidal,

como en disolución. Básicamente, estas sustancias se convierten en gases, que se liberan a la atmósfera, y en tejido celular biológico, eliminable por sedimentación.

Los tratamientos biológicos también se emplean para eliminar el nitrógeno contenido en el agua residual. Mediante un adecuado control del medio, el agua residual se puede tratar biológicamente en la mayoría de los casos.

Una vez vistos los procesos y operaciones unitarias, se procede a describir cada una de las etapas de las que consta la estación depuradora.

1. PRETRATAMIENTO

El pretratamiento de las aguas residuales se define como el proceso de eliminación de los constituyentes de las aguas residuales cuya presencia pueda provocar problemas de mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares.

Como ejemplos de pretratamiento pueden citarse el desbaste y dilaceración para la eliminación de sólidos gruesos y trapos, la flotación para la eliminación de grasas y aceites y el desarenado para la eliminación de la materia en suspensión gruesa que pueda causar obstrucciones en los equipos y un desgaste excesivo de los mismos.

1.1 Desbaste

El desbaste tiene por objeto retener y separar los cuerpos voluminosos, flotantes y en suspensión, que el agua arrastra consigo. Con ello se consigue:

- ↗ Proteger los elementos posteriores
- ↗ Evitar obstrucciones en canales, conducciones y tuberías
- ↗ Eludir posibles depósitos posteriores
- ↗ Aumentar la eficacia y operatividad de los elementos posteriores

Los elementos utilizados para tal fin son los denominados rejas y tamices, y el material separado en esta operación recibe el nombre de residuos de desbaste.

REJAS

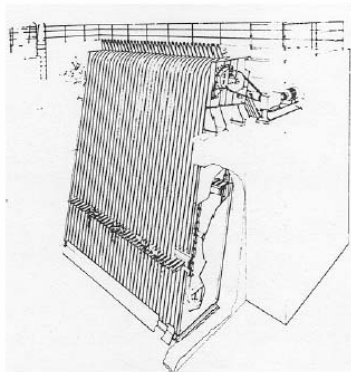
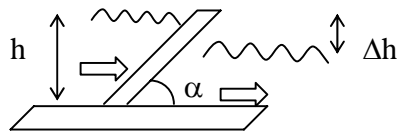
En los procesos de tratamiento del agua residual, las rejas se utilizan para proteger bombas, válvulas, conducciones y otros elementos contra los posibles daños y obstrucciones provocados por la presencia de trapos y de objetos de gran tamaño. El número de rejillas viene determinado, en cada instalación, por el tipo y características de las mismas, así como por la seguridad exigida en el caso de que alguna unidad quede fuera de servicio.

Las rejas están compuestas por varillas y barras paralelas de diferentes secciones, con abertura de tamaño uniforme, y que se sitúan en posición transversal al caudal, de tal forma que el agua ha de pasar a través de ellas, quedando los sólidos retenidos.

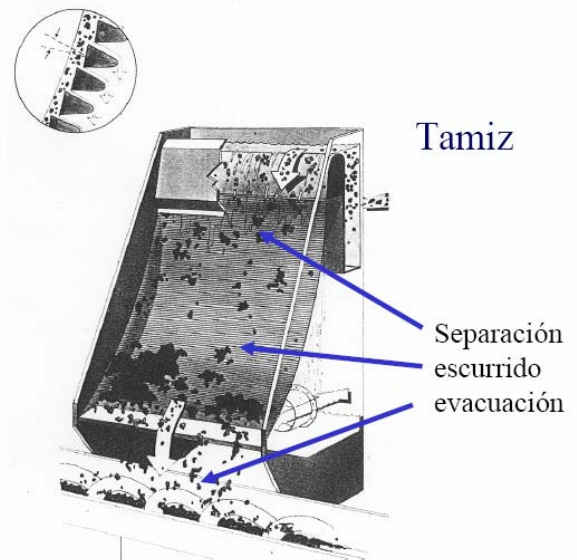
Estas barras aunque alguna vez se disponen verticalmente, en general se instalan con un ángulo de 45° o 60° respecto la vertical.

La colocación de la reja se lleva a cabo en un canal de la forma más regular posible, y en un tramo recto, con el fin de conseguir una velocidad de aproximación homogénea.

El esquema de una reja sería el siguiente:



Rejas



Diseño de rejas

Los factores más importantes en el diseño son:

– Velocidad de aproximación

Es la velocidad del agua en el canal de la reja, antes de la misma. Dicha velocidad tiene gran importancia, ya que si ésta es baja se formarán depósitos en el canal, y si es alta se generarán turbulencias que dificultan la operación de la reja al haber un gran impacto sobre las mismas.

– Velocidad de paso a través de la reja

Si es baja retiene una mayor cantidad de sólidos, pero si aquella es inferior a un valor determinado puede dar lugar a decantaciones previas que producirían atascos en la parte baja de los barrotes.

Por el contrario, si la velocidad es alta la retención de sólidos es menor y la aplicación de los sólidos a la reja es muy grande, lo cual dificulta su limpieza.

Normalmente, se considera una velocidad media de paso entre barrotes comprendida entre 0,6 y 1 m/s, pudiendo llegar a 1,2 m/s a caudal máximo.

– Pérdida de carga

La pérdida de carga en las rejillas de barras es función de la forma de la barra y de la velocidad de flujo entre las barras.

Como es natural, la pérdida de carga aumenta con el grado de obturación, por lo que cuando se desea estimar en una reja parcialmente colmatada, se ha de introducir un factor de colmatación.

Las rejillas originan una pérdida de carga comprendida entre 0,05 y 0,15 metros en aguas potables y entre 0,1 y 0,4 metros en aguas residuales.

Clasificación de las rejillas

Existen varios tipos de rejillas, pudiéndose realizar su clasificación con arreglo a diferentes criterios:

- Criterio de inclinación de la rejilla.

Con arreglo a él y haciendo referencia a la posición de las barras, malla o criba, se distinguen las rejillas:

- Horizontales
- Verticales
- Inclinas

- Criterio de la separación libre entre barras.

De acuerdo con la luz de paso de las rejillas se tienen:

- Gruesas: separación entre barras de 30 a 100 mm
- Medias: separación entre barras de 10 a 30 mm
- Finas: separación entre barras de 3 a 10 mm

Las más empleadas en la actualidad son las rejillas de separación media, puesto que retienen mayor parte de las sustancias arrastradas.

Las rejillas gruesas, cuya limpieza suele realizarse manualmente, se colocan a la entrada del colector a la estación depuradora, sirviendo como pretratamiento a la rejilla media colocada posteriormente.

– Criterio de la limpieza de las rejillas.

- Rejas manuales

La limpieza de las mismas se hace de forma manual y es lo más conveniente en pequeñas instalaciones.

Están constituidas por barrotes rectos de acero, a veces verticales y otras veces inclinados de 60 a 80 ° sobre la horizontal. La longitud de la reja de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. La distancia entre los barrotes no debe ser menor de 10 cm de anchura, y dichos barrotes no deben ser menores de 1 cm de anchura por 5 cm de profundidad.

Suelen ir soldados a una barra de separación situada en la cara posterior, fuera el recorrido de las púas del rastrillo.

Encima de la reja deberá colocarse una placa perforada para almacenar temporalmente los objetos rastrillados mientras desaguan.

- Rejas mecánicas

En este tipo de rejas la limpieza se realiza de forma automática. La reja debe ir protegida por una pre-reja de barrotes algo más espaciados que la misma, cuya limpieza suele ser manual, salvo en el caso de grandes instalaciones.

El sistema limpiador puede actuar:

- ▶ En continuo
- ▶ A intervalos, los cuales pueden ser regulados:
 - ▶▶ Con intervalo de tiempo fijo
 - ▶▶ Con intervalo de tiempo modificado en arreglo al grado de obstrucción de la rejilla

Este último tipo lleva el motor de accionamiento del aparato de limpieza, gobernado por un control eléctrico, que actúa en función de las pérdidas de carga que se genera en la reja, es decir, la diferencia de nivel entre la superficie del líquido aguas arriba y aguas debajo de la rejilla. Esta diferencia de nivel aumenta con las retenciones de sólidos, y cuando llega a un valor señalado que oscila entre 5 y 10 cm, se acciona el sistema de limpieza.

Las ventajas que presenta este sistema de limpieza son:

- ↗ Funcionamiento del sistema limpiador sólo cuando es necesario
- ↗ Ahorro consiguiente de energía
- ↗ Mayor cantidad de materia retenida
- ↗ Menor desgaste de maquinaria

El sistema de automatismo con intervalo de tiempo fijo, tiene, sin embargo, la gran ventaja de sencillez de funcionamiento y no ser necesario personal especializado para su mantenimiento. Ello, unido a que, graduando la duración del ciclo de limpieza con arreglo a las características especiales del agua residual tratada, se obtienen buenos resultados, motiva su gran empleo en las instalaciones actuales.

Existen otros criterios de clasificación de rejillas, como pueden ser la cara por donde se realice la limpieza, donde se distinguen:

- Rejillas mecánicas de limpieza anterior.

- ▶ Rejillas curvas

Presentan una gran superficie útil. La limpieza se realiza por uno o dos peines montados en el extremo de un brazo que gira alrededor de un eje horizontal.

Se utilizan preferentemente en instalaciones de tipo medio con aguas de carga media.

- ▶ Rejillas de limpieza alternativa.

Se montan con barrotes de sección rectangular o trapezoidal (que reduce el riesgo de atascamiento de las materias sólidas) y se coloca generalmente inclinada unos 80° sobre la horizontal.

El dispositivo de barrido suele estar constituido por:

- Un rastrillo solidario a un carro que se desplaza a lo largo de cremalleras (solución conveniente cuando la altura de elevación y el volumen de residuos no son importantes).
- Un rastrillo unido a un carro móvil accionado por cables (permite profundidades aceptables para aguas poco cargadas).

- Un garfio o cucharón oscilante accionado por cable separado y unido a un carro móvil mandado por cables (permite profundidades aceptables con aguas muy cargadas).

- ▶ Rejas rectas de limpieza continua.

Se suelen utilizar para desbaste fino y deben utilizarse con aguas poco cargadas en materias gruesas.

Entre ellas está la reja autolimpiable, reja móvil similar a una cadena sin fin, que presenta en la misma estructura las barras y los garfios móviles de arrastre de los sólidos.

- Rejas mecánicas de limpieza posterior.

Este tipo de rejas se idearon para eliminar los atascamientos debidos a obstrucciones en el pie de la reja que se presentan en las rejas de limpieza frontal.

Entre ellos están:

- ▶ Reja de peines montados sobre cadena sin fin.
- ▶ Pre-reja de rastrillos montados sobre cadena sin fin.

En ambos casos, la reja recta y vertical se limpia de forma continua mediante un dispositivo montado sobre una cadena sin fin.

► Reja de escalera.

Reja compleja en la que se realiza al mismo tiempo la separación de los sólidos y el escurrido de los mismos.

Presenta dos rejillas en forma de escalera desplazada una con respecto a la otra; la primera hace la labor de desbaste, mientras que la segunda, que se encuentra detrás, presenta un movimiento circular que permite el paso de los sólidos de un escalón al siguiente

Cualquier estructura que contenga una instalación de enrejado, particularmente las rejillas de limpieza mecánica, requiere una buena ventilación. Esto, combinado con un secado al aire, minimiza la acumulación de humedad y elimina la atmósfera corrosiva, prolongando la vida del equipo.

Ventajas e inconvenientes

Si las rejillas sólo se limpian periódicamente, después de cada operación de limpieza se producirá una disminución en la eficacia de captura, pues al retirar los productos retenidos se producirá un aumento importante de la velocidad del agua. Utilizando una limpieza mecánica frecuente se minimiza este problema.

El uso de rejillas de limpieza mecánica (donde la posibilidad de atasco es mínima) tiende a reducir los costes de mano de obra, proporciona unas mejores condiciones de flujo y captura del enrejado y causa menos molestias. Por tanto estos dispositivos se suelen utilizar casi siempre en plantas medianas y grandes.

Los mecanismos de limpieza mecánica consisten en unos rastrillos que barren periódicamente toda la reja, eliminando los sólidos para su deposición. Las rejillas pueden limpiarse desde delante o desde detrás.

La limpieza frontal puede presentar problemas de atascamiento en el fondo, causado por un fortuito depósito de basuras.

La limpieza desde detrás no presenta este problema de atascamiento, y a su vez, las mismas rejillas sirven de protección para el mecanismo de limpieza. Sin embargo los dientes del rastrillo han de ser más largos, presentando una mayor tendencia a doblarse y romperse.

En todo caso, tanto si se colocan las rejillas delante o detrás del desarenador, deben ser fácilmente accesibles debido a la naturaleza de los materiales manipulados y a la frecuencia de revisiones y operaciones de mantenimiento.

TAMICES

Afinando el proceso de eliminación de residuos sólidos, se llega a la utilización de tamices con separación libre entre barras hasta de 0,2 mm, siendo los normalmente utilizados de los de separación de 1 mm. Se busca igualmente un sistema sencillo autolimpiable, que permita sustituir en muchos casos los desbastes, la eliminación de arenas gruesas y hasta porcentajes del 30 % de grasas y sobrantes. Es un proceso estrictamente físico.

Los tamices pueden clasificarse en:

- Tamiz plano estático
- Tamiz curvo estático tipo Hydrasieve

- Tamiz giratorio con sistema de limpieza, tipo Rotosieve
- Tamiz con superficies móviles tipo Esmil.

ELIMINACIÓN DE RESIDUOS

Los medios para eliminar los residuos incluyen:

- Transporte a vertederos
- Soterramiento en la propia planta (sólo en casos de instalaciones pequeñas)
- Incineración, aislada o conjuntamente con fangos y arenas (sólo en el caso de grandes instalaciones)
- Eliminación conjunta con residuos sólidos urbanos
- Descarga a trituradores, donde se trituran y se reintegran al agua residual

El primer método de eliminación es el más usual. En ocasiones, antes de la evacuación de los residuos a vertederos, se exige la estabilización de los mismos con cal. Por otra parte, la eliminación en la propia planta sólo se debería llevar a cabo si se respetan las normas medioambientales. La trituración de los residuos y su posterior reincorporación al agua residual tiene como inconveniente la reintegración al agua residual de una materia que ya ha sido retirada, lo que supone un aumento de las cargas contaminantes.

1.2 Desarenado y desengrasado

DESARENADO

Objetivo

La función del desarenado es separar los elementos pesados en suspensión (arenas, arcillas, limos), que lleva el agua residual y que perjudican el tratamiento posterior,

generando sobrecargas en fangos, depósitos en las conducciones hidráulicas, tuberías y canales, abrasión de rodets de bomba y equipos, y disminución de la capacidad hidráulica. La retirada de estos sólidos se realiza en depósitos, donde se remansa el agua, se reduce la velocidad del agua, aumentando la sección de paso. Las partículas en suspensión, debido al mayor peso específico, se depositan en el fondo del depósito denominado desarenador. Esta retención se podría hacer en los tanques de decantación, pero la mezcla de arenas y lodos complicaría los procesos siguientes del tratamiento de lodos.

La entrada de arena en los elementos de los tratamientos primario y secundario (tanques de decantación, lechos bacterianos, lodos activos, etc.) perturbaría su funcionamiento, entre otras, por las siguientes razones:

- Por aumento de densidad del fango, lo que dificulta su separación de las paredes y fondo de los depósitos, así como de las conducciones.
- Por aumento del riesgo de atascamientos por acumulaciones en canales y tuberías, sobre todo en los cambios de dirección.
- Por la abrasión provocada sobre los elementos mecánicos en movimiento.

Por todo ello, los desarenadores se suelen colocar después del desbaste y antes de los tanques de sedimentación primaria, aunque en algunas instalaciones, el desarenador precede al desbaste. Normalmente, la instalación del desbaste antes del desarenador facilita la explotación y el mantenimiento de los elementos de separación de arenas.

La ubicación de los desarenadores antes del bombeo del agua residual, en los casos en los que resulte conveniente, comportará la instalación de los mismos a una profundidad considerable, lo cual implicará un coste adicional. Por ello, se suele considerar más económico bombear el agua residual, incluidas las arenas, hasta los desarenadores situados en un lugar conveniente en relación con la posición de las restantes unidades de la planta.

El procedimiento utilizado para la separación de la arena del agua residual, consiste en provocar una reducción de la velocidad del agua por debajo de los límites de sedimentación de los granos de dichas arenas, pero por encima de los de sedimentación de la materia orgánica, ya que la arena tiene una velocidad de sedimentación sensiblemente superior a la de los sólidos orgánicos putrescibles. De no cumplirse esta última condición, se producirían depósitos de materia, susceptibles de fermentación, que produciría malos olores y sería de incómodo manejo.

Clasificación

Existen tres tipos generales de desarenadores:

- De flujo horizontal $\left\{ \begin{array}{l} - \text{Rectangular} \\ - \text{Cuadrado} \end{array} \right.$
- Aireados
- De vórtice

Desarenador rectangular de flujo horizontal

Estas unidades se proyectan de modo que se mantenga una velocidad lo más cercana posible a 0,3 m/s, y que proporcione suficiente tiempo como para que sedimenten en el fondo del canal las partículas de arena. La velocidad de diseño indicada permite la circulación a través de la unidad de la mayor parte de la materia orgánica y la puesta en suspensión de todas aquellas partículas orgánicas que hayan sedimentado, pero permite la sedimentación de la arena pesada.

El proyecto de desarenadores de flujo horizontal deberá realizarse de tal forma que, bajo las condiciones más adversas posibles, la partícula de arena más ligera alcance el

fondo del canal antes de llegar al extremo del mismo. Normalmente, los desarenadores se proyectan para eliminar todas las partículas de arena que quedan retenidas en un tamiz de malla 65 (diámetro de 0,21 mm).

La longitud del canal vendrá dada por la profundidad que requiere la velocidad de sedimentación y la sección de control, y el área de la sección transversal vendrá impuesta por el caudal y el número de canales.

Deberá preverse cierta longitud adicional para tener en cuenta la turbulencia que se produce a la entrada y a la salida del canal; para lo cual se recomienda un incremento mínimo del 50 % de la longitud teórica prevista.

La extracción de las arenas de los desarenadores de flujo horizontal se suele llevar a cabo mediante un mecanismo transportador dotado de rasquetas o cangilones. La elevación de las arenas para su posterior lavado y eliminación se realiza mediante tornillos o elevadores de cangilones.

Desarenador cuadrados de flujo horizontal

El caudal afluente a la unidad se distribuye en la sección transversal del canal mediante una serie de compuertas o deflectores, y el agua residual distribuida circula a través del tanque siguiendo una trayectoria recta hasta rebosar libremente por un vertedero.

Generalmente suele ser recomendable contar con un mínimo de dos unidades o bien disponer de un bypass temporal. Estos desarenadores se proyectan en función de la carga de superficie, que depende del tamaño de las partículas y de la temperatura del agua residual. Nominalmente, están concebidos para eliminar el 95% de las partículas retenidas en el tamiz de malla 100 (diámetro de 15mm).

En los desarenadores cuadrados, los sólidos son conducidos a un cuenco situado a un lado del tanque mediante un mecanismo de rasquetas. Las arenas sedimentadas se pueden extraer mediante un mecanismo transportador-clasificador constituido por una rampa provista de un mecanismo de rastrillo oscilante o por bombeo desde el tanque a un ciclón para la separación de la materia orgánica y la arena concentrada. Esta puede ser sometida a un proceso de limpieza con clasificador oscilante o un tornillo transportador inclinado. Con ambos métodos se consigue separar de la arena los sólidos orgánicos, que se retornan al tanque desarenador, con lo cual se consigue una arena más limpia y seca.

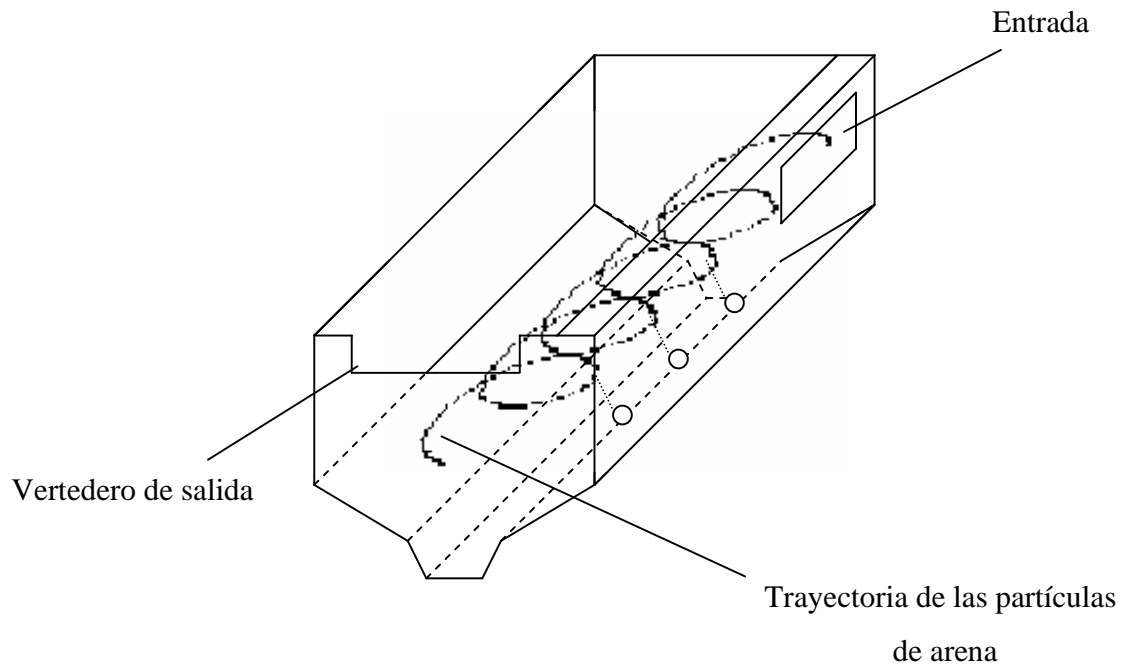
Desarenador aireado

Los desarenadores aireados se suelen proyectar para eliminar partículas de tamaño del tamiz de malla 65 (diámetro 0,2) o superior, con tiempos de detención entre 2 y 5 minutos en condiciones de caudal punta. La sección transversal del canal es semejante a la de los tanques de aireación de fagos activados de circulación espiral, con la excepción de que se incluye un canal de recogida de arenas de unos 0,9 m de profundidad, con paredes laterales muy inclinadas, que se ubica a lo largo de un lateral del depósito, bajo los difusores de aire.

Los difusores se sitúan entre 0,45 y 0,6 m por encima de la base normal del tanque. Para el control hidráulico del elemento y para mejorar la eficacia en la eliminación de arenas se suelen usar deflectores tanto en la entrada como en la salida del agua.

La velocidad de rotación transversal o la agitación determinan el tamaño de las partículas de un peso específico dado que serán eliminadas. Si la velocidad es excesivamente elevada, se arrastrará arena fuera del tanque, mientras que si la velocidad es demasiado pequeña, se producirá la sedimentación de una parte de la materia orgánica junto con la arena. Con un ajuste adecuado de la cantidad de aire suministrado, se puede alcanzar un porcentaje de eliminación cercano al 100%, y la arena estará bien limpia.

El agua residual circula por el tanque siguiendo una trayectoria helicoidal, según la figura:



Pasará dos o tres veces por el fondo del tanque en condiciones de caudal punta, incrementándose el número de pasadas por la parte inferior del tanque cuanto menor sea el caudal. El agua residual se debe introducir en el elemento siguiendo la dirección de rotación.

Para determinar la pérdida de carga en la circulación por el desarenador, es necesario tener en cuenta la expansión volumétrica provocada por el aire introducido.

Para la extracción de arenas, los desarenadores aireados se suelen proveer de cucharas bivalvas que se desplazan sobre un monorraíl centrado sobre el canal de almacenamiento y recogida de arena.

Otras instalaciones están equipadas con transportadores de cadena de cangilones, que se deslizan a lo largo de los canales de recogida empujando la arena hasta un extremo de los mismos y la elevan por encima del nivel del agua de forma continua. También se emplean transportadores de tornillo helicoidal, bombas de chorro y de emulsión con aire. Sin embargo, los equipos para la eliminación de arenas que se instalan en los desarenadores aireados, sufren los mismos problemas de desgaste que se han observado en el caso de los desarenadores de lujo horizontal.

Desarenador de vórtice

La separación de arenas también se lleva a cabo en elementos en los que el flujo de agua provoca la formación de un vórtice.

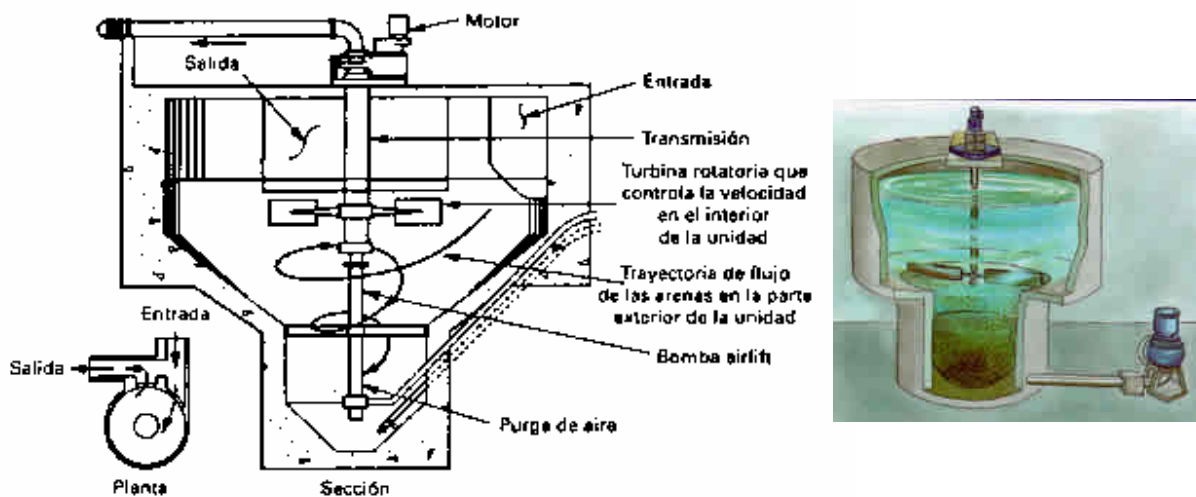
Existen básicamente dos tipos de desarenadores de vórtice:

- Sistema PISTA
- Sistema TEACUP

En los desarenadores del tipo PISTA, tanto la entrada como la salida del agua residual se lleva a cabo en dirección tangencial. La turbina giratoria mantiene una velocidad de circulación constante, y sus palas ajustables promueven la separación de la materia

orgánica de la arena. La acción de la turbina giratoria induce una trayectoria toroidal de las partículas de arena. En cada giro completo del contenido del tanque, la arena sedimenta por gravedad y se recoge en un cuenco desde donde se puede extraer con una bomba de arenas o del tipo air-lift. La arena extraída con bomba de arenas se puede descargar en un hidrociclón para la eliminación de la materia orgánica. La arena extraída con un air-lift se puede separar en un tamiz estático autolimpiable con malla de sección cuneiforme.

Desarenador PISTA:



En el segundo tipo de desarenadores, llamados Sistema TEACUP, la entrada de agua en dirección tangencial por la parte superior del aparato genera un vórtice libre.

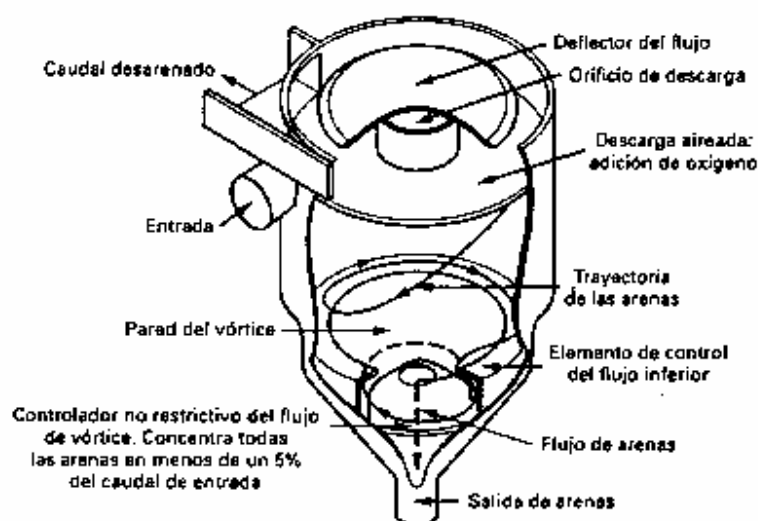
El efluente sale por el centro de la parte superior desde un cilindro rotatorio. Dentro de este cilindro, las fuerzas gravitacionales minimizan la liberización de partículas con densidades mayores que la del agua. La arena sedimenta por gravedad en la parte inferior del aparato, mientras que la materia orgánica, incluida la materia separada de las partículas de arena por acción de las fuerzas centrífugas, abandona el aparato con el efluente.

La materia orgánica que sedimenta junto con las partículas de arena se separa de éstas conforme se desplazan por la base inferior de la unidad.

La pérdida de carga en el desarenador es función del tamaño de las partículas que hay que separar y crece de manera importante cuanto más finas sean las partículas.

La arena se extrae del desarenador mediante una cinta transportadora. Un inconveniente de este equipo, es que debido a su altura total, requiere mucha excavación o una elevación si la unidad se instala en superficie.

Desarenador tipo TEACUP:



Cantidades de arena

La cantidad de arena varía mucho de un lugar a otro según el tipo de red de alcantarillado, las características de la zona servida, el estado de las alcantarillas, número de trituradores de basura domésticos, y la cantidad de terreno arenoso de la zona (100m^3 arena/ 10^6m^3 agua).

Eliminación de la arena

El método más usual para la eliminación de la arena es la evacuación al terreno como relleno, cubriéndola cuando sea necesario. En algunas plantas de grandes dimensiones, la arena se incinera junto con los fangos.

En ocasiones se obliga a la estabilización de las arenas con cal antes de su evacuación a un vertedero.

En todos los casos, la eliminación de las arenas se debe llevar a cabo de acuerdo con las normas medioambientales adecuadas.

Para la evacuación de la arena, se suelen transportar a los vertederos en camiones. En plantas de grandes dimensiones, se puede instalar tolvas elevadas de almacenamiento de arenas provistas de compuertas de descarga en la parte inferior. Las dificultades experimentales a la hora de conseguir que la arena se desplace dentro de las tolvas de almacenamiento se han minimizado adoptando silos de almacenamiento con pendientes fuertes en las paredes, aplicando aire en la parte inferior, y empleando vibradores.

Es conveniente instalar dispositivos de drenaje para recoger y evacuar los goteos que se producen en las compuertas de descarga inferiores. También se pueden emplear

cucharas bivalvas instaladas sobre sistemas monorraíl para llevar a cabo la carga de los camiones directamente desde los desarenadores.

En algunas plantas, el transporte de las arenas a las zonas de evacuación se ha podido llevar a cabo empleando transporte neumático. Este sistema no precisa tolvas de almacenamiento elevadas y elimina los problemas derivados del almacenamiento y transporte en camiones. Sin embargo, el desgaste de las conducciones, especialmente en codos y tramos curvos, es considerable.

DESENGRASADO

Son importantes los volúmenes de grasas que se vierten en los colectores procedentes de los garajes, de los hogares y de calefacciones, de lavaderos, mataderos y de la esorrentía superficial en colectores unitarios.

Las grasas han creado muchos problemas en la técnica de la depuración de aguas residuales, especialmente en los elementos y procesos siguientes:

- En rejillas finas causan obstrucciones que aumentan los gastos de conservación.
- En los decantadores forman una capa superficial que dificulta la sedimentación al traer hacia la superficie pequeñas partículas.
- En la depuración por el sistema de fangos activados dificultan la correcta aireación disminuyendo el coeficiente de transferencia al 55-70% al subir las grasas de 0 a 70 mg/l, y participan en la producción del fenómeno “bulking”.
- Perturban el proceso de digestión de lodos.

- La D.Q.O se incrementa en un 20 a 30% por las grasas contenidas en los vertidos.

Los procesos de desarenado y desengrasado pueden realizarse de forma conjunta o independiente, presentando numerosas ventajas en el caso del funcionamiento conjunto:

- Las velocidades de sedimentación de las arenas y de flotación de las partículas de grasa no se modifican prácticamente por realizar el desarenado y el desengrasado en el mismo depósito. Ello es lógico si se considera la diferencia de densidades entre las partículas de arena y de grasa.
- El aire comprimido añadido para el desengrasado ayuda a impedir la sedimentación de las partículas de fango, poco densas por lo que la arena depositada en el fondo del desarenador es más limpia.
- Las partículas de arena, al sedimentar, deceleran las velocidades ascensionales de las partículas de grasa. Disponen así éstas de más tiempo para ponerse en contacto entre sí durante su recorrido hacia la superficie, aumentándose el rendimiento de la flotación de grasas.

Por tanto, la realización de los procesos de desarenado y desengrasado conjuntamente en un solo depósito conduce a resultados positivos en los rendimientos.

Al poder realizarse estos procesos simultáneamente, se puede conseguir ahorro de volumen total necesario para la realización de ambos procesos, adoptando como determinante y único el mayor volumen de los dos necesarios para cada uno de los procesos.

Así pues, la principal ventaja de este tipo de equipos es el efecto producido por las burbujas de aire sobre la limpieza de las partículas con las que entra en contacto, así como la puesta en suspensión de la materia sedimentable no arenosa depositada en el fondo.

2. DECANTACIÓN PRIMARIA

La depuración primaria o física es un proceso unitario, de carácter físico, que tiene por objeto fundamental la reducción de los sólidos en suspensión decantables, existentes en el agua residual.

La reducción de la velocidad de corriente por debajo de un determinado valor, (función de la eficacia deseada en la decantación), es el fundamento de la eliminación de un 50 a 60 % de las materias en suspensión en el afluente. Al depositarse estas partículas de fango, arrastran en su caída materia orgánica, con lo que se alcanza también, en este tipo de tratamiento una reducción de la DBO.

Los tanques de sedimentación primaria pueden proporcionar el principal grado de tratamiento del agua residual, o pueden emplearse como paso previo al tratamiento posterior. Cuando se usan como único medio de tratamiento, estos tanques sirven para la eliminación de:

- Sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de fango en las aguas receptoras.
- Aceite libre, grasas y otras materias flotantes.
- Parte de la carga orgánica vertida a las aguas receptoras.

Pero la decantación primaria está cayendo en desuso como único medio de tratamiento, y lo normal es que la depuración primaria forme parte de un proceso con otras operaciones y procesos unitarios, para alcanzar los resultados previstos con el mejor

rendimiento económico de todo el sistema. Por ello, la depuración primaria se sitúa a continuación del pretratamiento y antes del proceso biológico. Su función es reducir la carga contaminante mejorando el rendimiento y las condiciones de funcionamiento de los procesos posteriores.

La mayoría de los sólidos finamente divididos que llegan a los tanques de sedimentación primaria están sólo parcialmente floculados, aunque son susceptibles de flocular.

La floculación se ve favorecida por el movimiento turbulento del fluido en el interior de los tanques, y prosigue a través de la coalescencia de las partículas finas, a una velocidad que es función de su concentración. Por lo tanto, y como regla general, la coalescencia de una suspensión de sólidos se torna más completa a medida que transcurre el tiempo. Por esta razón, el tiempo de detención se deberá tener en cuenta en el proyecto de los tanques de sedimentación. Sin embargo, el mecanismo de la floculación es tal que, al aumentar el tiempo de sedimentación, la coalescencia de las partículas restantes tendrá lugar cada vez en menor grado.

Normalmente, los tanques de decantación primaria se proyectan para proporcionar un tiempo de detención entre 1,5 y 2,5 horas para el caudal medio del agua residual. Los tanques que proporcionan tiempos de detención menores (0,5 a 1 h), con menor eliminación de sólidos suspendidos, se usan en ocasiones como tratamiento primario previo a las unidades de tratamiento biológico.

En el proyecto de los tanques de sedimentación primaria, los efectos de la temperatura no suelen requerir atención especial. Sin embargo, en zonas de climas fríos (menor a 20° C) los incrementos de la viscosidad del agua producidos por las bajas temperaturas retardan la sedimentación de las partículas en los decantadores y reducen los rendimientos de las instalaciones. Por tanto, para conseguir rendimientos adecuados, en los

casos en los que el agua residual entre a bajas temperaturas es necesario adoptar ciertos factores de seguridad en el proyecto de los decantadores.

También es conveniente tener en cuenta ciertas características en el dimensionado de los decantadores, como pueden ser:

- Entrada del afluente: Deben proyectarse en forma tal que la corriente de alimentación se difunda homogéneamente por todo el tanque desde el primer momento.
- Deflectores: Suelen colocarse a la entrada y salida de la balsa sirviendo, el primero, para conseguir una buena repartición del caudal afluente, y el segundo, para la retención de las sustancias flotantes, grasas y espumas.
- Vertedero de salida: Su nivelación es muy importante para el funcionamiento correcto de la clarificación.
- Características geométricas de los decantadores: Las relaciones entre ellas deben ser las adecuadas para la sedimentación de los tipos de partículas previstas.

Tipo de tanques de sedimentación primaria

Casi la totalidad de las plantas de tratamiento, independiente del tamaño, utilizan tanques de decantación de diseño normalizado, rectangulares o circulares, con dispositivos mecánicos de recogida de fangos. La elección del tipo de tanque para una determinada aplicación depende del tamaño de la instalación, de las disposiciones y reglamentos de los organismos locales de control, de las condiciones locales del terreno y de la estimación de los costes.

Se debe disponer dos o más tanques con objeto de que el proceso no se interrumpa mientras uno de ellos esté fuera de servicio por razones de reparación o de mantenimiento. En las plantas grandes, el número de tanques viene determinado principalmente por las limitaciones de tamaño.

Tanques rectangulares

Los tanques rectangulares pueden incorporar sistemas de rascado de fangos con rascadores accionados por cadenas o con puentes de traslación. Los equipos de recogida de fangos para este tipo de decantadores suelen consistir en una doble cadena cerrada que puede ser de aleación de acero, metálica o termoplástica. Sujetos a las cadenas, a intervalos regulares de aproximadamente 3 m, se colocan tabloncillos de madera o de fibra de vidrio, que se extienden por toda la anchura del tanque.

En el caso de plantas pequeñas, los sólidos que sedimentan en el tanque se arrastran a unos cuencos de recogida del fango, mientras que en las plantas grandes, se arrastran a unos canales de fondo transversales. Estos canales transversales están equipados con sistemas de recolección (colectores transversales), de cadena y rascadores o de tornillo, que conducen el fango a uno o más cuencos de fango.

En los tanques rectangulares, la extracción del fango también se puede llevar a cabo empleando mecanismos tipo puente de traslación, que se desplazan longitudinalmente, alternando el sentido del movimiento, mediante ruedas de goma o sobre raíles dispuestos en los muros laterales, y de los que cuelgan una o más rasquetas de fango. Algunos de los puentes están diseñados de tal manera que es posible elevar las rasquetas por encima del nivel del fango en el recorrido de vuelta a la posición inicial.

En los casos en los que no existen colectores transversales, es necesario instalar múltiples cuencos de recogida de fangos. Estos cuencos presentan problemas de

funcionamiento, principalmente debidos a la acumulación de fango en las paredes y en las esquinas. Es preferible instalar colectores transversales, puesto que permiten extraer un fango más concentrado y uniforme, además de eliminarse los problemas que se producen en los cuencos de recogida.

Los canales de entrada del agua a tratar se deben situar transversalmente a los tanques en las zonas de entrada, de forma similar a los canales de recogida del afluente, También conviene situar las instalaciones de bombeo del fango cerca de los cuerpos de recogida ubicados en los extremos de los tanques. Una instalación de bombeo puede servir, fácilmente, para dar servicio a dos o más tanques.

La distribución del flujo a la entrada del tanque es un factor crítico. Las posibilidades de diseño de la entrada del agua al tanque son:

- ▶ Canales que ocupan toda la anchura del tanque, con vertederos de entrada.
- ▶ Canales de entrada con orificios de entrada sumergidos.
- ▶ Canales de entrada con compuertas grandes y deflectores.

Los tanques rectangulares múltiples exigen menos espacio que los circulares, razón por la cual se emplean en zona en las que la disponibilidad de terreno constituye un problema. Los tanques rectangulares se prestan a ser construidos adyacentes a los tanques de preaireación y de aireación en las plantas de fangos activados, permitiendo el aprovechamiento de paredes comunes y reduciendo los costes de construcción. También se adopta esta solución, de forma generalizada, en los casos en los que es necesario cubrir o cerrar los tanques. En emplazamientos en los que el espacio está limitado, también se pueden construir tanques rectangulares de dos pisos.

Tanques circulares

En los tanques circulares, el sistema de flujo es radial (a diferencia del flujo horizontal que se daba en los tanques rectangulares). Para conseguir este sistema de flujo

radial, el agua residual a decantar se introduce por el centro o bien por la periferia del tanque, siendo más común el sistema de introducir e agua por el centro, ya que en las unidades de alimentación periférica, se han producido algunos problemas con la distribución del flujo.

En el diseño de alimentación central, el agua residual se transporta hacia el centro del tanque mediante una tubería suspendida del puente o embebida en hormigón por debajo de la solera. En la zona central, el agua residual pasa por una campana circular diseñada para distribuir el flujo uniformemente en todas las direcciones. La campana central tiene un diámetro que suele variar entre el 15 y el 20% del diámetro total del tanque, con una profundidad que varía entre 1 y 2,5 m. El puente rascador gira lentamente y puede tener dos o cuatro brazos equipados con rascadores de fondo.

En el diseño de alimentación perimetral, existe un deflector circular suspendido a corta distancia del muro del tanque, formando un espacio anular en el que se descarga el agua residual, en dirección tangencial. El agua residual circula en espiral alrededor del tanque y por debajo del deflector, mientras el líquido decantado se recoge por medio de unos vertederos colocados a ambos lados de un canal situado en la parte central.

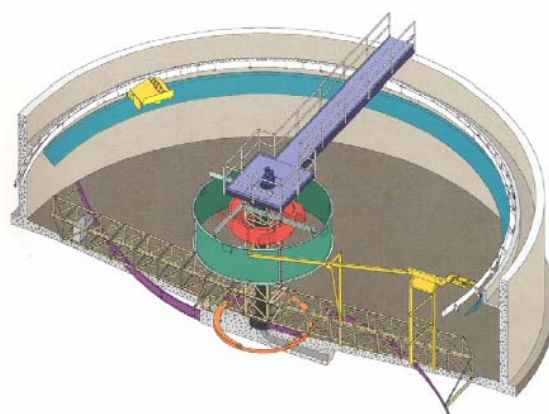
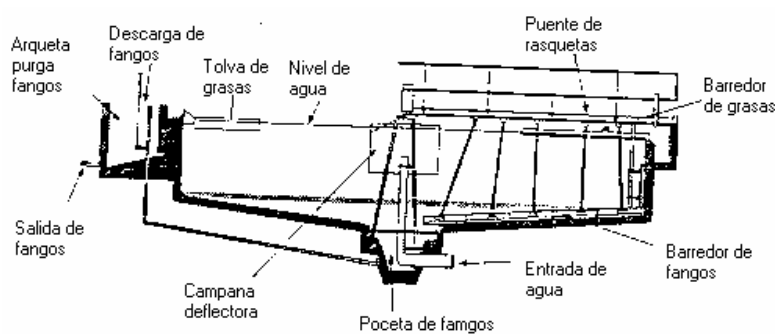
En los tanques circulares de 3,6 a 9 m de diámetro, el equipo de extracción de fango está soportado por medio de vigas apoyadas en las paredes laterales. Los tanques de diámetro superior a 10.5 m utilizan un pilar central que soporta el puente rascador y que es accesible por medio de una pasarela.

La solera del tanque tiene forma de cono invertido, con una pendiente aproximada de 1/12, y el fango se arrastra a un cuenco relativamente pequeño situado junto a la zona central del tanque.

Cuando la instalación consta de varias unidades, se acostumbra a disponer los tanques en grupos de dos o cuatros unidades. El caudal se divide entre los diferentes

tanques mediante una arqueta de reparto situada entre ellos. El fango se suele extraer mediante bombeo para su descarga a las unidades de evacuación de fangos.

Decantador primario circular:



Producción de fangos

Se debe conocer o estimar el volumen de fango producido en los tanques de decantación primaria, de modo que el proyecto y Dimensionamiento de los tanques, junto con las instalaciones de tratamiento y eliminación del fango, se puedan llevar a cabo correctamente.

El volumen de fango producido dependerá de:

- Las características del agua residual cruda, incluidas la edad y concentración de la misma.
- El tiempo de detención y el grado de tratamiento a llevar a cabo en los tanques.
- El estado de los sólidos sedimentados, incluyendo el peso específico, el contenido de agua, y los cambios de volumen experimentados bajo la influencia de los dispositivos mecánicos de eliminación de fangos o de la profundidad del tanque.
- El tiempo transcurrido entre las operaciones de extracción de fangos.

Para evitar el deterioro de la calidad del efluente, el fango se deberá evacuar por bombeo al menos una vez por turno de trabajo, incrementándose la frecuencia de esta operación en las épocas de tiempo cálido.

En las plantas de grandes dimensiones, el bombeo del fango puede ser:

- ↗ Continuo
- ↗ Intermitente, con un sistema de arranque-paro de temporizador.

Como alternativa, el bombeo del fango se puede iniciar con un temporizador y midiendo la densidad del fango para desactivar el bombeo.

Ventajas y desventajas de la decantación primaria

Las ventajas e inconvenientes presentados en la omisión de la decantación primaria son los siguientes:

Ventajas

- Mayor simplicidad de operación de la planta.
- Homogeneidad en la calidad del fango.
- Remoción del fango en un solo punto.
- Eliminación de los malos olores al entrar el agua directamente al tanque de aireación, si las aguas llegan en condiciones sépticas.
- Mejoría de la sedimentabilidad del fango activado.
- Aumento de la capacidad de absorción de puntas de carga, debido al mayor contenido de fangos en el tanque de activación.

- Puede evitarse el tratamiento de lodo en la planta, caso de lagunaje, o bien su transporte un punto exterior de tratamiento o eliminación.
- Mejora los sistemas con largos periodos de aireación, con digestión aerobia principalmente, en climas templados y cálidos.
- El almacenamiento de lodos en el tanque de aireación no produce olores hasta su extracción.

Inconvenientes

- Mayor consumo energético en el proceso biológico por fangos activos.
- Menor producción de gas en la planta.
- Peligro de formación de sedimentaciones en el depósito de aireación, si no hay una instalación de desarenado bien dimensionada, de formación de fangos flotantes en el decantador secundario, si no hay una buena eliminación de grasas a la entrada de la planta y, una capacidad de espesamiento más reducida del fango mixto en algunos casos.
- Se elimina un elemento de regulación y de carga en la depuradora, frente a caudales punta y caudales de lluvia en los sistemas unitarios.
- Se puede reducir la capacidad de espesado de los lodos que se llevan posteriormente a digestión.

3. TRATAMIENTO BIOLÓGICO

Los objetivos del tratamiento biológico del agua residual son la coagulación y eliminación de los sólidos no sedimentables y la estabilización de la materia orgánica. En el caso del agua residual doméstica, el principal objetivo es la reducción de la materia orgánica presente y, en muchos casos, la eliminación de nutrientes como el nitrógeno y el fósforo. A menudo, la eliminación de compuestos a nivel traza que puedan resultar tóxicos, también constituye un objetivo de tratamiento importante.

La eliminación de la DBO carbonosa, la coagulación de los sólidos coloidales no sedimentables, y la estabilización de la materia orgánica se consiguen, biológicamente, gracias a la acción de una variedad de microorganismos, principalmente bacteria. Los microorganismos se utilizan para convertir a materia orgánica carbonosa coloidal y disuelta en diferentes gases y tejido celular. Dado que el tejido celular tiene un peso específico ligeramente superior al del agua, se puede eliminar por decantación.

Para poder reproducirse y funcionar de manera correcta, un organismo necesita:

- ▶ Una fuente de energía.
- ▶ Carbono para la síntesis de materia celular nueva. Los nutrientes orgánicos (factores de crecimiento) también pueden ser necesarios para la síntesis celular.
- ▶ Elementos inorgánicos (nutrientes) tales como nitrógeno, fósforo, azufre, potasio, calcio y magnesio.

Los procesos biológicos de aplicación más común son:

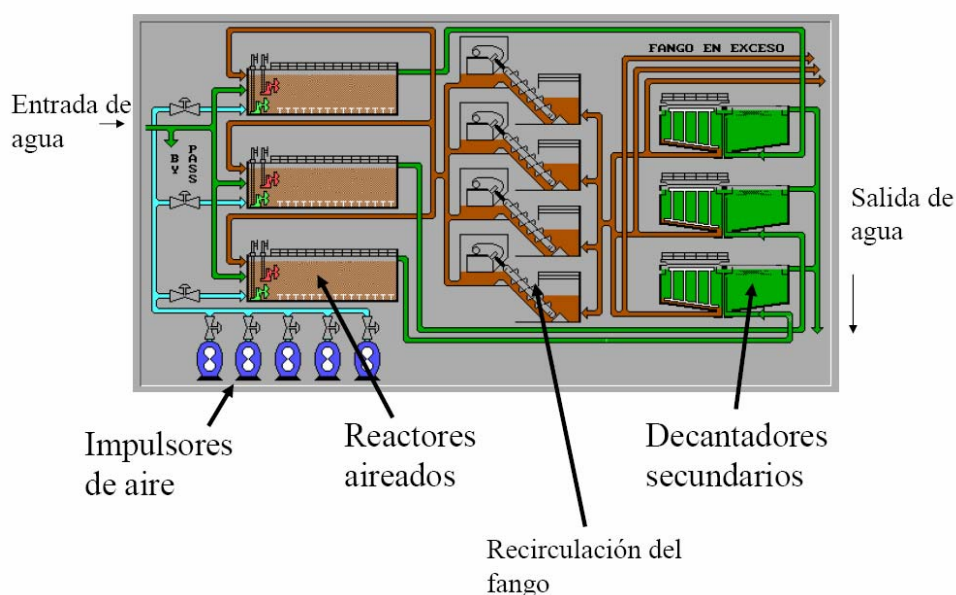
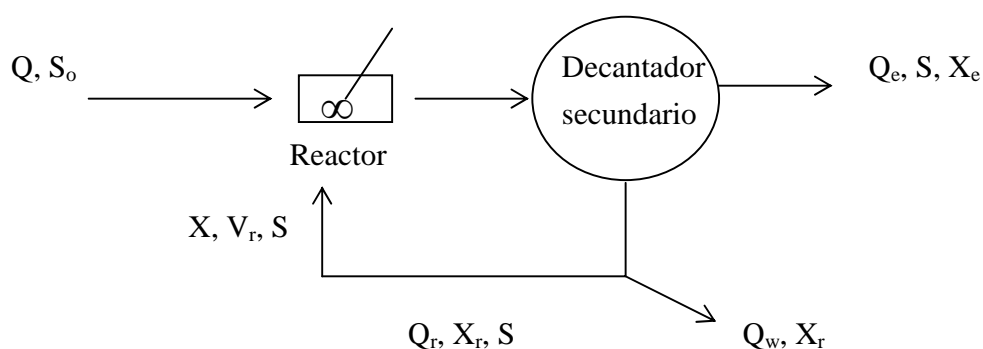
- 1) Proceso de Fangos Activados
- 2) Lagunas aireadas
- 3) Filtros percoladores

- 4) Biodiscos (RBCs)
- 5) Estanques de estabilización

3.1. PROCESO DE FANGOS ACTIVOS

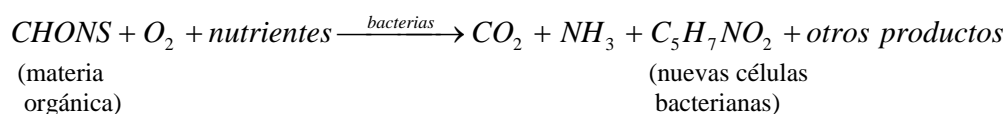
El proceso de fangos activos proviene de la producción de una masa activada de microorganismos capaz de estabilizar un residuo por vía aerobia.

Desde el punto de vista del funcionamiento, el tratamiento biológico de aguas residuales mediante el proceso de fangos activados se suele llevar a cabo utilizando un diagrama de flujo como el de la figura:

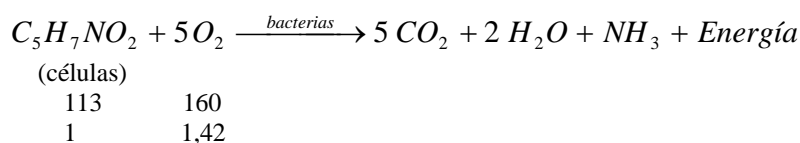


El contenido del reactor se conoce con el nombre de “líquido mezcla”. En el reactor, el cultivo bacteriano lleva a con la conversión en concordancia general con la estequiometría de las reacciones:

Oxidación y síntesis:



Respiración endógena:



En estas reacciones, CHONS representa la materia orgánica del agua residual.

A partir de la segunda reacción, se puede observar que si todas las células se oxidan por completo, la DBO última de las células equivale a 1,42 veces el valor de la concentración de células.

El ambiente aerobio en el reactor se consigue mediante el uso de difusores o de aireadores mecánicos, que también sirven para mantener el líquido mezcla en estado de mezcla completa. Al cabo de un periodo determinado de tiempo, la mezcla de las nuevas células con las viejas se conduce hasta un tanque de sedimentación para su separación del agua residual tratada. Una parte de las células sedimentadas se recircula para mantener en el reactor la concentración de células deseada, mientras que la otra parte se purga del

sistema. La fracción purgada corresponde al crecimiento de tejido celular, asociado a un agua residual determinada. El nivel al que se debe mantener la masa biológica depende de la eficacia deseada en el tratamiento y de otras consideraciones relacionadas con la cinética del crecimiento.

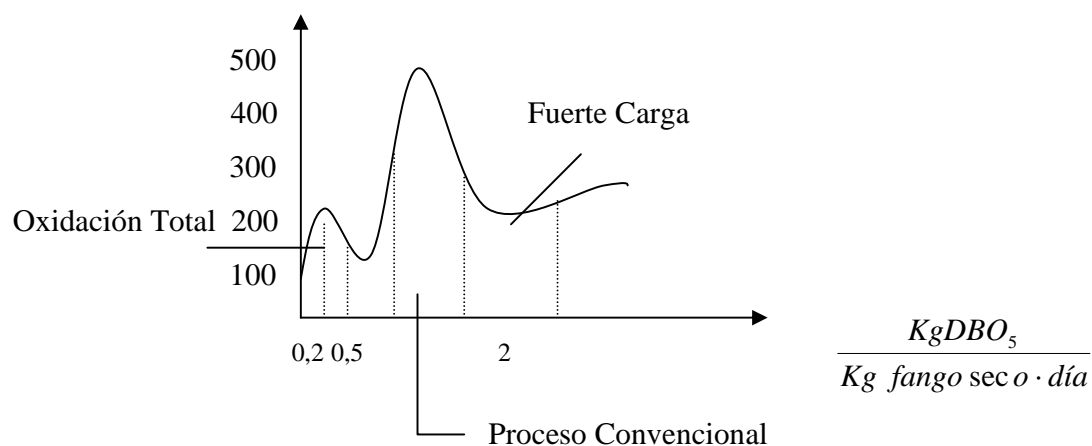
En general. Las bacteria que intervienen en el proceso de fangos activos incluyen los géneros *Pseudomonas*, *Zoogloea*, *Achromobacter*, *Flavobacterium*, *Nocardia*, *Bdellovibrio*, *Mycobacterium*, y las dos bacteria nitrificantes más comunes, los *Nitrosomas* y las *Nitrobacter*.

En tanto que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan el residuo orgánico del afluente, las actividades metabólicas de otros microorganismos son, igualmente, importantes en el sistema de fangos activados. Por ejemplo, los protozoos y rotíferos ejercen una acción de refinado de los efluentes. Los protozoos consumen las bacterias dispersas que no han floculado y los rotíferos consumen cualquier partícula biológica que no haya sedimentado.

Por otro lado, del mismo modo que es importante que las bacterias descompongan el residuo orgánico tan pronto como sea posible, también lo es el que formen un flóculo adecuado, puesto que este punto constituye un requisito previo para la separación de los sólidos biológicos en la instalación de sedimentación.

Se ha observado que cuando se aumenta el tiempo medio de retención celular mejoran las características de sedimentación del flóculo biológico. Este hecho queda reflejado en la siguiente figura, que relaciona los valores de carga másica con el Índice de Mohlman o Índice Volumétrico del fango (IVF), el cual se define como el volumen en ml ocupado por 1 gramo de fango seco después de decantar media hora, y se utiliza para caracterizar la sedimentabilidad del fango.

Índice de Mohlman



Para obtener una buena decantación este índice ha de tener un valor próximo a 100 o inferior. Puede observarse que éste sólo se produce en 3 zonas del gráfico: Alta Carga, Convencional y Oxidación Total. Nuestro caso particular será el segundo, donde para el caso de aguas residuales domésticas, los tiempos medios de retención celular necesarios para conseguir una buena sedimentación oscilan entre 3 y 4 días.

3.1.1 DISEÑO DEL PROCESO

Elección del tipo de reactor

Los aspectos operacionales que intervienen en esta selección son:

- Cinética de las reacciones que gobiernan el proceso.*

Los dos tipos de reactores que se suelen utilizar son el reactor de mezcla completa (tanque de flujo continuo con agitación) y el reactor de flujo en pistón. Es importante hacer constar que los tiempos de detención hidráulica de muchos de los reactores de mezcla completa y de flujo en pistón que se utilizan son muy parecidos.

b) Las necesidades de transferencia de oxígeno.

En los sistemas de aireación convencionales de flujo en pistón resulta prácticamente imposible suministrar el oxígeno necesario para cubrir la demanda en cabeza del reactor, lo cual ha llevado a las siguientes modificaciones del proceso de fangos activados:

- Proceso de aireación graduada, en el que se pretende adecuar el oxígeno suministrado a la demanda de oxígeno.
- El proceso de aireación con alimentación escalonada, en el que el agua residual entrante y los sólidos de retorno se distribuyen a lo largo del reactor (generalmente en cuatro puntos equidistantes).
- El proceso de mezcla completa, en el que el aire suministrado se ajusta o excede a la demanda de oxígeno.

c) La naturaleza del agua residual a tratar.

Dado que en un reactor de mezcla completa el agua entrante se dispersa de forma más o menos uniforme en el mismo, los sólidos biológicos del reactor pueden soportar las cargas de choque producidas por vertidos puntuales con elevado contenido en materia orgánica y compuestos tóxicos mejor que en un

reactor de flujo en pistón. Ese es el motivo por el que en gran número de plantas se ha adoptado el proceso de fangos activos de mezcla completa.

d) Condiciones ambientales locales.

Las más importantes son la temperatura, el pH y la alcalinidad.

La temperatura del agua residual puede modificar la velocidad de las reacciones que intervienen en el proceso.

Los pH bajos pueden inhibir el crecimiento de los organismos nitrificantes y favorecer el crecimiento de organismos filamentosos.

e) Los costes de producción y de explotación, y mantenimiento relacionados con las instalaciones de tratamiento secundario.

Resulta más económico, a largo plazo, aumentar el gasto en instalaciones físicas (coste de inversión) para reducir posteriores costes de explotación y de mantenimiento.

Necesidad y transferencia de oxígeno

La necesidad teórica de oxígeno se puede determinar a partir de la DBO del agua residual y de la cantidad de organismos purgados diariamente del sistema.

El razonamiento es el siguiente:

Si toda la DBO se convirtiera en productos finales, la demanda total de oxígeno se podría calcular convirtiendo la DBO_5 en DBO_L utilizando un factor de conversión adecuado. Por otro lado, se sabe que parte del residuo se convierte

en tejido celular nuevo que, posteriormente, se purga del sistema, de modo que, si la DBO_L del tejido celular se resta del total, la cantidad remanente corresponde a la cantidad de oxígeno que es necesario suministrar al sistema.

Por lo tanto, la demanda teórica de oxígeno para la eliminación de la materia orgánica carbonosa presente en el agua residual de un sistema de fangos activados se puede calcular mediante la expresión:

$$\frac{Kg O_2}{día} = \text{Masa de } DBO_L \text{ total utilizada } \left(\frac{Kg}{día} \right) - 1,42 \text{ Masa de organismos purgados } \left(\frac{Kg}{día} \right)$$

En los casos en los que se deba considerar la nitrificación, la demanda total de oxígeno se puede calcular como la suma de la demanda necesaria para la eliminación de la materia orgánica carbonosa más la demanda de oxígeno necesaria para la conversión del nitrógeno (de amoníaco a nitrato).

Características del efluente

El contenido en materia orgánica del efluente de un proceso de tratamiento biológico suele estar compuesto por los tres siguientes constituyentes:

- Materia orgánica biodegradable
 - Materia orgánica no eliminada en el tratamiento biológico.
 - Compuestos orgánicos formados como productos intermedios en la descomposición biológica del agua residual.
 - Componentes celulares (como consecuencia de la lisis o muerte celular).

- Materia orgánica en suspensión
 - Sólidos producidos durante el tratamiento que escapan del proceso de separación en la decantación final.
 - Sólidos orgánicos coloidales presentes en el afluente a la planta que escapan del tratamiento y de la separación.

- Materia orgánica no biodegradable
 - Materia inicialmente presente en el afluente a la planta.
 - Subproductos de la descomposición biológica.

En una planta de fangos activados que funcione correctamente en el tratamiento de aguas residuales domésticas, la DBO₅ carbonosa del efluente, determinada en una muestra filtrada, será ≤ 25 mg/l según la Directiva 91/271.

3.1.2 CONTROL DEL PROCESO

El control del proceso de fangos activados es importante para mantener elevados niveles de rendimiento frente a una gran variedad de condiciones de funcionamiento.

Los parámetros más comúnmente empleados para el control del proceso de fangos activados son la relación alimento / microorganismos y el tiempo medio de retención celular, ν_c . La concentración de sólidos suspendidos del líquido mezcla también se utiliza como parámetro de control. La recirculación de fango activado también es importante para mantener la concentración de SSLM, y la purga de fango activado es importante de cara al control del valor de ν_c .

Control de oxígeno disuelto

La cantidad de oxígeno transferido en los tanques de aireación es igual a la cantidad de oxígeno demandada por los microorganismos del sistema de fangos activados (incluidos los decantadores secundarios y las líneas de retorno de fangos) para oxidar la materia orgánica y para mantener los niveles operativos de oxígeno disuelto residual.

Cuando el nivel de oxígeno limita el crecimiento e microorganismos, pueden predominar los organismos filamentosos, empobreciendo las características de sedimentabilidad y la calidad del fango activado. Se debería mantener la concentración de oxígeno disuelto en todos los puntos del tanque de aireación entre 1,5 y 4 mg/l; el valor normalmente empleado es 2 mg/l.

Control de la recirculación de fango activado

La misión de la recirculación de fango es mantener una concentración suficiente de fango activado en el tanque de aireación, de modo que se pueda alcanzar el grado de tratamiento establecido en el intervalo de tiempo deseado.

La recirculación de fango activado desde el decantador final a la entrada del tanque de aireación es el elemento fundamental del proceso. Se debe disponer de una capacidad de bombeo de fango de recirculación holgada. También es necesario evitar la pérdida de sólidos del fango con el efluente.

En plantas de grandes dimensiones, se suele disponer de una capacidad de bombeo variable entre el 50 y el 100% del caudal medio de agua residual, y de hasta el 150% del caudal medio de entrada en plantas de pequeño tamaño.

Existen diversas técnicas para calcular el caudal de recirculación óptimo. Las estrategias de control se basan en mantener un determinado nivel de SSLM dentro del tanque de aireación o una determinada altura de la capa de fango en los decantadores finales.

Las técnicas de uso más común son:

a) Sedimentabilidad

Utilizando el ensayo de sedimentabilidad, el caudal de bombeo de fango de recirculación se establece de manera que el caudal sea aproximadamente igual, en porcentaje, a la relación entre el volumen ocupado por los sólidos sedimentables del efluente del tanque de aireación y el volumen de líquido decantado tras sedimentar durante 30 minutos en un cilindro graduado de 1.000ml. Esta relación no debería estar nunca por debajo del 15%.

Otro método de ensayo de sedimentabilidad utilizado a menudo para el control del bombeo de fango de recirculación se basa en una medida empírica conocida con el nombre de “índice del volumen de fango” (IVF). Este índice se define como el volumen (expresado en ml) que ocupa un gramo (peso seco) de sólidos del líquido mezcla de fango activado, después de sedimentar durante 30 minutos en un cilindro graduado de 1.000ml. En la práctica se calcula como el porcentaje que ocupa el fango, en volumen, en una muestra de líquido mezcla (tomada a la salida del tanque de aireación) después de sedimentar durante 30 minutos, dividido por la concentración de sólidos suspendidos del líquido mezcla expresada como porcentaje (Pw).

Si se conoce el índice de volumen de fango, la relación de recirculación Q_r/Q (en %) necesaria para mantener una concentración de sólidos en el líquido mezcla del tanque de aireación determinada (en %) es:

$$100 \cdot \frac{Q_r}{Q} = \frac{100}{\left[\left(\frac{100}{P_w} \cdot IVF \right) - 1 \right]}$$

b) Control de la altura de la capa de fango

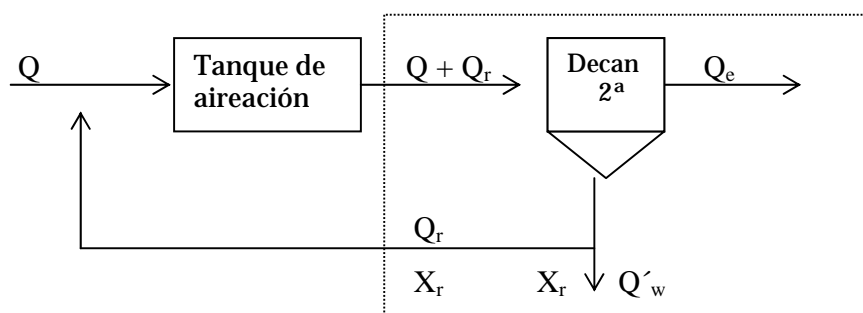
Lo que se hace es mantener en los decantadores una capa de fango de altura óptima. La altura óptima se determina basándose en la experiencia, y corresponde al equilibrio entre la sedimentación eficiente y el almacenamiento del fango.

La altura óptima del lecho de fango suele estar dentro del intervalo comprendido entre 0,3 y 0,9 m.

Para determinar el nivel de la capa de fango existen diferentes métodos, entre los que se incluyen las bombas de emulsión de aire (air-lift), los tubos de flujo por gravedad, bombas de muestreo portátiles, sondas de muestreo y detectores de interfase fango-sobrenadante.

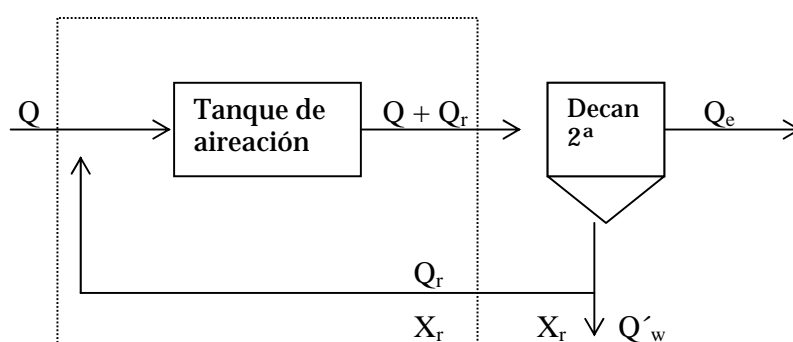
c) Balance de masas de los decantadores secundarios

El caudal de recirculación de fango también se puede determinar realizando un balance de masas en el decantador o en el tanque de aireación.



d) *Balance de masas en los tanques de aireación*

El caudal de bombeo del fango activado de recirculación también se puede estimar mediante un balance de masas en el tanque de aireación. Si se considera despreciable el crecimiento de células nuevas, los sólidos que entran en el tanque deben ser iguales a los que salen del tanque. En determinados casos, como puede ser cuando existe la presencia de carga orgánica, esta suposición puede no ser válida, ya que los sólidos entran en el tanque de aireación con el fango de recirculación y con el afluente al proceso secundario.



Purga de fango

La producción diaria de fango activado en exceso se debe purgar del sistema para mantener una relación alimento / microorganismos o un tiempo medio de retención celular predeterminados. La práctica más común es purgar el fango desde la línea de recirculación, puesto que se trata de fango más concentrado y precisa de sistemas de bombeo de menor capacidad. El fango purgado se descarga a los decantadores primarios, a espesadores u otras instalaciones de espesamiento de fango.

También existe un método alternativo para extraer líquido mezcla directamente del tanque de aireación o de la tubería de salida del efluente del tanque de aireación, en la que la concentración de sólidos es uniforme. A continuación, el líquido mezcla purgado se puede descargar a un espesador o a los decantadores primarios, donde se mezcla y sedimenta con el fango primario.

La cantidad de líquido se debe bombear para mantener el proceso bajo control depende del método empleado y del lugar desde el que se lleva a cabo la purga. Además, debido a que las instalaciones de tratamiento de fangos no retienen el 100% de los sólidos y parte de ellos vuelven al proceso, el caudal de purga real será superior al valor determinado teóricamente.

Tasa de utilización de oxígeno

Los microorganismos presentes en el proceso de fangos activados utilizan oxígeno a medida que consumen alimento. La velocidad a la que utilizan el oxígeno, la tasa de utilización de oxígeno, se puede tomar como una medida de la actividad biológica.

Valores altos de la tasa de utilización de oxígeno indican alta actividad biológica, mientras que valores bajos indican una menor actividad biológica.

El valor de la tasa de utilización de oxígeno se determina tomando una muestra de líquido mezcla saturada de oxígeno disuelto y midiendo la disminución de éste con el tiempo mediante un medidor de oxígeno disuelto.

La utilización de oxígeno es un parámetro de gran utilidad en la explotación de una planta cuando se usa en combinación con datos de sólidos en suspensión volátiles. La combinación de la tasa de utilización de oxígeno con la concentración de SSVLM da lugar a un valor que se conoce con el nombre de “Tasa de utilización específica de oxígeno” o tasa de respiración.

3.1.3 PROBLEMAS DE EXPLOTACIÓN

Fango Voluminoso (Bulking)

Un fango voluminoso es aquel que posee pobres características de sedimentabilidad y escasa compactibilidad.

Se han identificado dos tipos principales de problemas de bulking. Uno está producido por el crecimiento de organismos filamentosos u organismos que crecen en forma filamentosa bajo condiciones adversas, y es la tipología del fenómeno que se presenta con mayor frecuencia.

El otro es causado por el agua embebida en el flóculo, de forma que las células que están en aquel se hinchan con agua hasta el punto en que se reduce su densidad y no sedimentan.

Las causas del bulking están relacionadas con:

a) Características físicas y químicas del agua residual

Las características del agua residual que pueden incidir en el bulking del fango incluyen las variaciones de caudal y de concentración, el pH, la temperatura, es grado de septicidad, el contenido en nutrientes y la naturaleza de los constituyentes.

b) Las deficiencias del proyecto de las plantas

Las deficiencias del proyecto de las plantas incluyen la capacidad del suministro de aire, el diseño de los decantadores, las insuficiencias de la capacidad de bombeo del fango de recirculación, la formación de cortocircuitos o el mezclado insuficiente.

c) La explotación

Las causas operacionales del bulking filamentoso son las bajas concentraciones de oxígeno disuelto en el tanque de aireación, la falta de nutrientes, las grandes variaciones en la carga orgánica, las bajas relaciones alimentos / microorganismos, y un gradiente de DBO₅ soluble insuficiente.

Las causas operativas del bulking no filamentoso son las cargas orgánicas inadecuadas, la excesiva aireación o la presencia de compuestos tóxicos.

Se puede emplear como medida temporal de remedio la adición de cloro o de peróxido de hidrógeno. La cloración del fango recirculado se ha empleado de manera

bastante generalizada para el control del bulking. A pesar de que la cloración resulta efectiva en el control del bulking producido por la presencia de organismos filamentosos, no resulta efectiva cuando el bulking está provocado por la presencia de flóculos ligeros que contiene agua de inhibición.

Se recomienda clorar el fango de recirculación con dosis de entre 2 y 3 mg/l de Cl₂ por cada 1.000mg/l de SSVLM, suministrando dosis de entre 8 y 10 mg/l por cada 1.000 mg/l en casos muy graves.

La cloración, hasta que se elimina la presencia de organismos filamentosos en el fango, es causa normal de un efluente turbio. La cloración de un fango nitrificado también producirá el enturbiamiento del efluente, debido a la muerte de organismos nitrificantes. Para el control de organismos filamentosos en el fango voluminoso también se ha utilizado peróxido de hidrógeno. Las dosis de peróxido de hidrógeno y la duración del tratamiento dependen del nivel de desarrollo de los organismos filamentosos.

Fango ascendente

Es posible que un fango de buenas características de sedimentabilidad flote o ascienda hacia la superficie después de un periodo de sedimentación relativamente corto.

Este fenómeno se produce como consecuencia de la desnitrificación, proceso en el que los nitritos y nitratos del agua residual se convierten a nitrógeno gas. Conforme se va produciendo nitrógeno gas en el seno de la capa de fango, gran parte de él queda atrapado en el fango.

Si se forma una cantidad de gas suficiente, el descenso del peso específico de la masa de fango provoca que flote o ascienda hacia la superficie. El fango ascendente se puede diferenciar del fango voluminoso observando las pequeñas burbujas de gas adheridas a los sólidos flotantes.

Los problemas provocados por el fango ascendente se pueden solucionar:

- a) Aumentando el caudal de extracción de fango del decantador para reducir el tiempo de retención del fango.
- b) En el caso de que no se pueda reducir la profundidad de la capa de fango aumentando la purga, se puede reducir el caudal de líquido mezcla del tanque de aireación al decantador.
- c) En los casos en los que sea posible, aumentando la velocidad de los mecanismos de extracción de fangos del decantador.
- d) Reduciendo el tiempo medio de retención celular aumentando la purga de fangos.

Nocardia

En las plantas de fangos activados, la formación de una espuma viscosa, marrón, que cubre los tanques de aireación y los decantadores secundarios ha provocado problemas de seguridad, efluentes de baja calidad y malos olores.

La formación de esta espuma está asociada a la presencia de un organismo filamentosos de crecimiento lento del grupo de los actinomicetos, normalmente de la familia Nocardia.

Algunas de las probables causas de los problemas provocados por esta espuma son:

- a) Relaciones alimento / microorganismos bajas en los tanques de aireación.
- b) Concentraciones elevadas de sólidos suspendidos en el líquido mezcla debido a una purga de fango insuficiente.
- c) Reaireación del fango. El suministro de mayores cantidades de aire para cubrir la mayor demanda de oxígeno generada por las elevadas concentraciones de SSLM tenderán a expandir la espuma y agravar el problema.

Las posibles medidas para el control de la Nocardia incluyen:

- Reducción de la edad del fango.
- Reducción del suministro de aire para reducir el espesor de la capa de espuma.
- Incorporación de un selector para controlar el crecimiento de organismos filamentosos.
- Inyección de un aditivo que provoque la mutación de bacteria.
- Cloración del fango de retorno.
- Rociado con una solución de cloro o riego con hipoclorito de calcio en polvo directamente sobre la espuma.
- Reducción del pH del líquido mezcla por adición de productos químicos o iniciando el proceso de nitrificación.

El método más empleado para el control de la Nocardia ha sido la reducción de la edad del fango.

3.1.4 DISEÑO DE LAS INSTALACIONES FÍSICAS

Los dos principales métodos para la aireación del agua residual son:

- La introducción en el agua de aire u oxígeno puro mediante difusores sumergidos u otros sistemas de aireación.
- Agitación mecánica del agua residual para promover la disolución del O₂ del aire de la atmósfera.

Aireación con difusores

Un sistema de aireación con difusores está formado por unos difusores sumergidos en el agua residual, las conducciones de aire, y las soplantes y demás equipos auxiliares por los que circula el aire.

Difusores

Los sistemas de aireación con difusores se clasifican en función de las características físicas de los equipos en tres categorías:

- Difusores porosos: Se fabrican con diversas formas, siendo las más comunes los difusores de placa, domo, disco y de tubo.
Para la fabricación de difusores porosos se han empleado diversos materiales. Estos materiales suelen ser plásticos y materiales cerámicos rígidos, plásticos flexibles, o envolventes flexibles de tela, goma o plástico.
Es fundamental que el aire suministrado esté limpio y libre de partículas de polvo que pudieran obturar los difusores. Para ello se suelen emplear filtros de aire, los cuales deben instalarse antes de la toma de alimentación de los soplantes.

- Difusores no porosos: Los difusores de orificio de tamaño fijo o variable producen burbujas más grandes que los difusores porosos, razón por la cual tienen menor rendimiento de aireación pero, en contrapartida, presentan las ventajas de menores costes, necesidades de mantenimiento y limpieza del aire.
- Otros tipos de difusores: Otros tipos de difusores disponibles en el mercado incluyen los difusores de chorro, difusores de aspiración y la aireación con tubos en U.

La aireación a chorro combina la difusión de aire y el bombeo de líquido. El sistema de bombeo recircula el líquido del tanque de aireación, expulsándolo por una boquilla junto con el aire comprimido. Este sistema es especialmente apropiado para tanques de aireación profundos.

La aireación por aspiración consiste en una bomba de aspiración accionada por un motor que introduce aire a través de un tubo hueco y lo inyecta bajo el agua, donde las elevadas velocidades y la acción de los impulsores provocan turbulencias y la difusión de las burbujas de aire.

La aireación con tubos en U (deep-shaft) consiste en una conducción profunda dividida en dos zonas. El aire se añade a gran presión al agua residual que entra en el elemento por la rama descendente; la mezcla circula hasta la parte inferior del tubo, y vuelve otra vez a la superficie. La gran profundidad a la que se hace circular la mezcla de aire y agua provoca que todo el oxígeno entre en disolución debido a las elevadas presiones a que se somete, lo cual resulta en elevadas eficiencias de transferencia de oxígeno.

Soplantes

Actualmente se utilizan dos tipos de soplantes:

- Soplantes centrífugas: Se suelen utilizar cuando la capacidad de la unidad es superior a 85 m³/min. de aire libre, y la presión de descarga del aire suele variar entre 48 y 62 KN/m².
- Soplantes de desplazamiento positivo.

Conducciones de aire

Las conducciones de aire están formadas por tuberías, válvulas, medidores y piezas especiales necesarias para el transporte del aire comprimido desde las soplantes hasta los difusores. Debido a que las presiones son reducidas, se pueden emplear tuberías ligeras. Las conducciones se suelen dimensionar en función de la velocidad de circulación. El dimensionamiento se debe llevar a cabo de modo que las pérdidas en los conductos bajantes y en los de distribución sean pequeñas en comparación con las producidas en los difusores. Para regular el flujo, es preciso instalar las válvulas necesarias.

Excepto en los tramos en los que las conducciones de aire se hallan sumergidas en el agua residual, no se producen problemas de condensaciones, ya que la temperatura del aire que descargan las soplantes es elevada (entre 60 y 80 °C). Sin embargo, es fundamental tener en cuenta las posibles dilataciones y contracciones de las conducciones.

Normalmente, las tuberías que se utilizan son de acero inoxidable, de fibra de vidrio, o plásticos aptos para el uso a elevadas temperaturas. También se emplean otros materiales como acero o fundición con recubrimientos externos. Las superficies interiores de las tuberías pueden estar recubiertas de cemento, mezclas bituminosas o vinilo.

Aireadores mecánicos

Los aireadores mecánicos se suelen clasificar en dos grupos en función de las principales características de diseño y de funcionamiento:

- Aireadores de eje vertical
- Aireadores de eje horizontal

Ambos grupos se subdividen en aireadores superficiales y aireadores sumergidos.

En los aireadores superficiales, el oxígeno se obtiene de la atmósfera; en los aireadores sumergidos el oxígeno se obtiene de la atmósfera y, en algunos tipos de aireadores, a partir de aire u oxígeno puro que se introduce por la parte inferior del tanque. En ambos casos, la acción agitadora y de bombeo de los aireadores contribuye a mantener mezclados el contenido del tanque de aireación.

Aireadores mecánicos superficiales de eje vertical

Están diseñados para promover un flujo ascendente mediante un efecto de bombeo. Consisten en impulsores sumergidos, o semisumergidos, conectados a un motor que se puede montar sobre flotadores o sobre una estructura fija. Los impulsores se fabrican de acero, fundición, aleaciones no corrosivas, y plástico reforzado con fibra de vidrio, y se utilizan para agitar vigorosamente la misma, introduciendo aire en el agua residual, y provocando rápidos cambios en la interfase aire-agua que facilitan la disolución del aire.

Este tipo de aireadores se desarrolló para el uso en estanques o lagunas que presentaran variaciones de nivel del agua o en los que el uso de soportes rígidos resultara poco práctico.

Las potencias de los aireadores superficiales disponibles varían entre 0,75 y 100 Kw.



Aireadores mecánicos sumergidos de eje vertical

La mayoría de los aireadores mecánicos superficiales son de flujo ascendente, y se basan en la violenta agitación de la superficie del agua y en la captura de aire para conseguir la transferencia de oxígeno. Sin embargo, con el uso de aireadores sumergidos, también se puede introducir aire u oxígeno puro en el agua residual por difusión en el flujo descendente de los aireadores radiales, en la zona situada por debajo de los impulsores. El impulsor se utiliza para dispersar las burbujas de aire y para mezclar el contenido del tanque.

Las potencias de los aireadores mecánicos sumergidos disponibles varían desde 0,75 hasta 100 Kw.

Aireadores mecánicos de eje horizontal

Se dividen en dos clases: aireadores sumergidos, y aireadores superficiales. La estructura de los aireadores superficiales está constituida por un cilindro horizontal situado justo por encima del agua, en el que se han montado unas piezas de acero en “L” o de otras formas, o barras, o placas de plástico, que al girar rápidamente, una vez sumergido en el agua, por la acción de un motor eléctrico, impulsa aquella en su recorrido por el canal, favoreciendo la circulación e introduciendo aire en el agua residual.

Los aireadores sumergidos de eje horizontal funcionan por el mismo principio que los superficiales con la excepción de que la agitación del agua se lleva a cabo con discos o paletas acopladas a ejes rotatorios.

Proyecto de tanques de aireación

Tanques de aireación

Los tanques de aireación se suelen construir de hormigón armado y abiertos al aire libre. La forma rectangular permite la construcción adosada de tanques aprovechando paredes comunes. La capacidad total necesaria del tanque se debe determinar a partir del diseño del proceso biológico.

Para plantas con capacidades entre 2.000 y 40.000 m³/d, se debería construir al menos dos tanques (para plantas de menor tamaño también es recomendable disponer de un mínimo de dos tanques). En el intervalo entre 40.000 y 200.000 m³/d, a menudo se construyen cuatro tanques para facilitar el mantenimiento y flexibilizar la explotación. Las plantas de grandes dimensiones, con más de 2,2 m³/s de capacidad, deberían contar con un mínimo de seis tanques.

Los tanques individuales deberían disponer de válvulas o de compuertas de entrada y de salida que permitan dejar el tanque fuera de servicio para su inspección y reparación. Por lo tanto, las paredes comunes de dos tanques adosados deberán ser capaces de resistir la totalidad de la presión hidrostática procedente de ambos lados. Los tanques de aireación deben tener una cimentación adecuada que impida los asentamientos y que, en terrenos saturados, impidan la flotación del elemento cuando se proceda al vaciado de los tanques. Se aconseja que los tanques de aireación dispongan de un sistema de vaciado.

Reparto del caudal

En las plantas de tratamiento que disponen de varios tanques de decantación primaria y de aireación, es importante asegurar la distribución homogénea del caudal a todos los tanques de aireación.

Con objeto de optimizar el funcionamiento de los tanques de aireación, es conveniente instalar algún dispositivo de partición o de control del caudal a cada tanque. Los métodos más utilizados son las arquetas de reparto dotadas con vertederos o válvulas de control, o la colocación de compuertas a la entrada de los tanques de aireación.

3.1.5 DECANTACIÓN SECUNDARIA

La función del decantador en el proceso de fangos activados es separar los sólidos de los fangos activados del líquido mezcla. La separación de los sólidos es el último paso en la producción de un efluente estable, bien clarificado, y con bajo contenido en DBO y sólidos suspendidos.

Se ha de tener en cuenta:

a) Tipos de tanques

Los tipos de tanques de sedimentación de fangos activados más comúnmente empleados son los tanques circulares y rectangulares.

Los tanques circulares se han construido con diámetros variables entre 3 y 60 m, aunque las dimensiones más comunes se hallan entre 10 y 40 m. Preferiblemente, el radio del tanque no debería exceder en cinco veces la profundidad de agua en la periferia del tanque.

Existen dos tipos de tanques circulares: de alimentación central, y de alimentación periférica. Ambos utilizan mecanismos rotatorios para transportar y evacuar el fango del fondo del clarificador. A su vez, estos mecanismos pueden ser de dos tipos: aquellos que rascan el fondo y arrastran el fango a un cuenco central parecido a los empleados en los tanques de sedimentación primaria, y aquellos que eliminan el fango directamente del fondo del tanque mediante unos dispositivos de succión que barren la totalidad del fondo del tanque en cada revolución.

Independientemente de la geometría del tanque, el sistema de recogida de fangos escogidos deberá ser capaz de satisfacer las dos condiciones operativas:

- ▶ Deberá tener una capacidad suficientemente elevada como para que, cuando se desee funcionar con un caudal de recirculación de fangos elevado, no se produzca una succión del líquido existente en la parte superior a través del fango.
- ▶ El mecanismo debe ser suficientemente robusto para poder transportar y extraer los fangos muy densos que se pueden acumular en el tanque de sedimentación durante los periodos de rotura mecánica o de fallo en el suministro energético.

b) Características de sedimentabilidad del fango

Desde el punto de vista del funcionamiento, las instalaciones de decantación deben desarrollar dos funciones:

- ▶ Separación de los sólidos suspendidos del líquido mezcla del agua residual tratada, lo cual da como resultado un efluente clarificado.

- ▶ Espesamiento del fango de retorno.

En el diseño correcto de las instalaciones de decantación secundaria, se deben tener en cuenta ambas funciones. Debido a que ambas se ven afectadas por la profundidad del decantador, es importante prestar especial atención a la elección de una determinada profundidad, de modo que se disponga del volumen necesario para el normal desarrollo de ambas funciones.

El área necesaria para el espesamiento del líquido mezcla depende del flujo de sólidos límite que puede ser transportado al fondo del tanque de sedimentación. Debido a que el flujo de sólidos varía en función de las características del fango, se deben llevar a cabo ensayos de sedimentación para determinar la relación entre la concentración del fango y la velocidad de sedimentación y determinar las necesidades de área superficial.

La profundidad de la zona de espesamiento del tanque de sedimentación debe ser la adecuada para:

- ▶ Asegurar el mantenimiento de un espesor del manto suficiente para evitar la recirculación de fangos no espesados.

c) Calado bajo vertedero

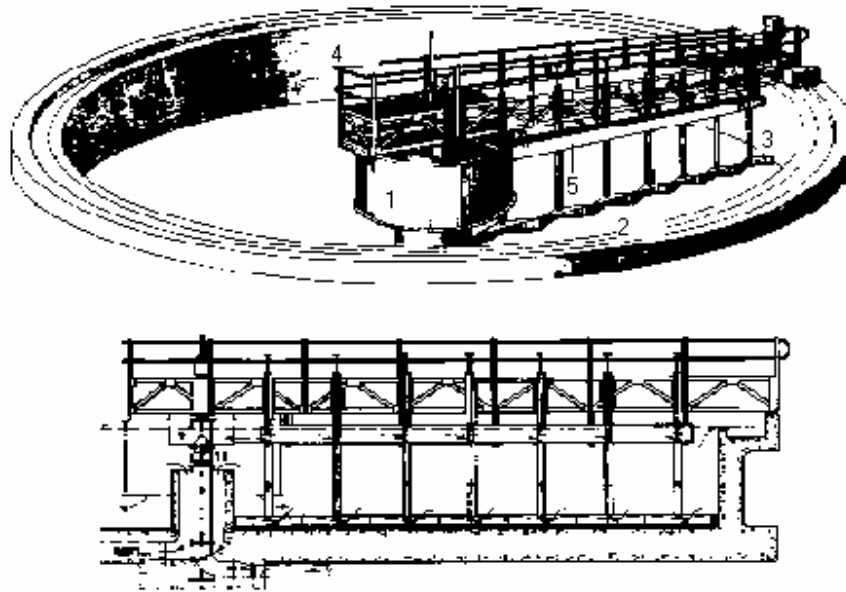
La profundidad de agua de un decantador secundario se suele medir en los muros perimetrales de los decantadores circulares, y en el muro de salida del efluente en los decantadores rectangulares. La profundidad de agua es un factor que afecta a la eficiencia en la eliminación de sólidos y en la concentración del fango recirculado.

Para decantadores secundarios de grandes dimensiones, la práctica corriente aboga por una profundidad mínima de 3,7 m, y se han utilizado profundidades de hasta 6,1 m. Los tanques de mayor profundidad presentan la ventaja de una mayor flexibilidad de explotación y un mayor margen de seguridad frente a cambios en el proceso de fangos activados.

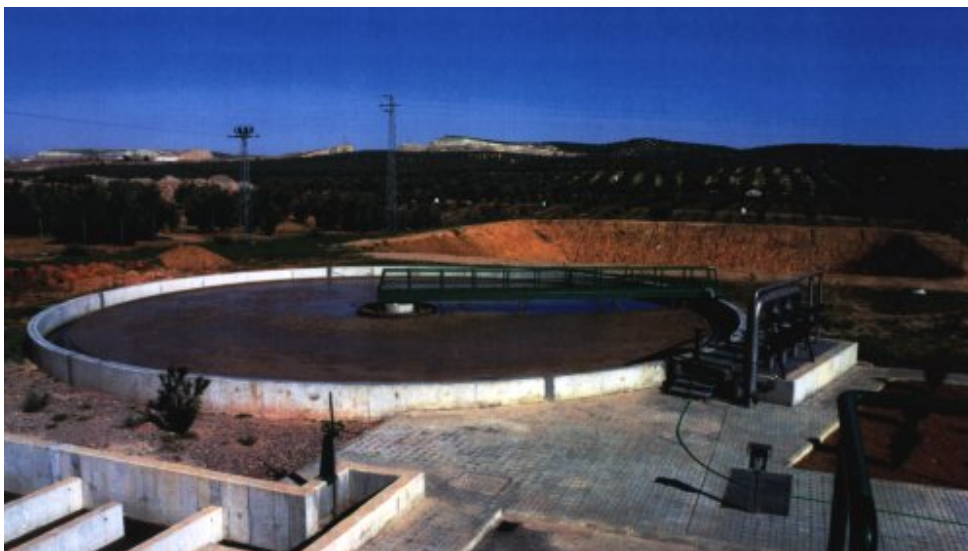
En el momento de seleccionar una determinada profundidad de agua, es necesario tener en cuenta los costes de construcción del tanque, especialmente en zonas con nivel freático alto.

El rendimiento de los decantadores también se ve afectado por otros factores tales como el diseño de la entrada de agua, la tipología de los equipos de extracción del fango, el espesor de la capa de fango, y el tipo y ubicación de los vertederos.

Decantador secundario circular con rasqueta de aspiración:



1. _ Cámara de tranquilización
2. _ Barrederas de aspiración
3. _ Tuberías de aspiración
4. _ Puente
5. _ Canal retorno de fangos activos



3.2 LAGUNAS AIREADAS

Una laguna aireada es un depósito, excavado en el terreno) en el que el agua residual se trata en la modalidad de flujo continuo sin o con recirculación de sólidos. La principal función de este proceso es la conversión de la materia orgánica. Se suele aportar oxígeno con aireadores superficiales o con sistemas de difusión de aire, utilizándose la turbulencia creada por los sistemas de aireación para mantener en suspensión el contenido del depósito.

Dependiendo del tiempo de retención, el efluente de una laguna aireada puede contener entre un tercio y la mitad de la DBO del afluente, en forma de tejido celular. La mayor parte de estos sólidos se debe eliminar por decantación antes de la descarga del efluente.

Si se realiza la recirculación de sólidos a la laguna, el proceso no presenta diferencia alguna con un proceso de fangos activados modificado.

3.3 FILTROS PERCOLADORES

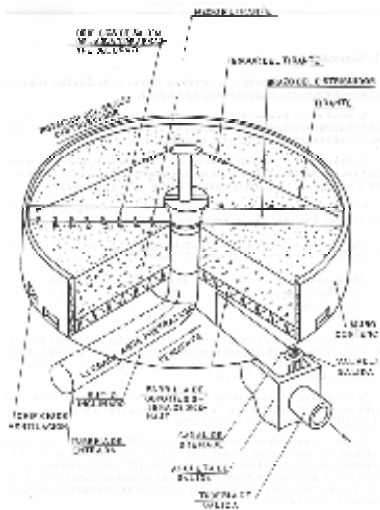
El filtro percolador consiste en un lecho formado por una medio sumamente permeable al que se adhieren los microorganismos y a través del cual percola al agua residual.

Los filtros incluyen un sistema de drenaje inferior para recoger el líquido tratado y los sólidos biológicos que se hayan separado del medio. El líquido recogido pasa a un tanque de sedimentación en que se separan los sólidos del agua residual. Se recicla una

parte del líquido recogido en el sistema de drenaje inferior o del efluente del tanque de sedimentación,

para diluir la concentración del agua residual que entra en el sistema y para mantener la humedad de la película biológica.

La materia orgánica presente en el agua residual se degrada por la acción de la población de microorganismos adherida al medio. La materia orgánica del líquido es adsorbida en la película biológica, en cuyas capas externas se degrada bajo la acción de los microorganismos aerobios.



3.4 **BIODISCOS (RBCs)**

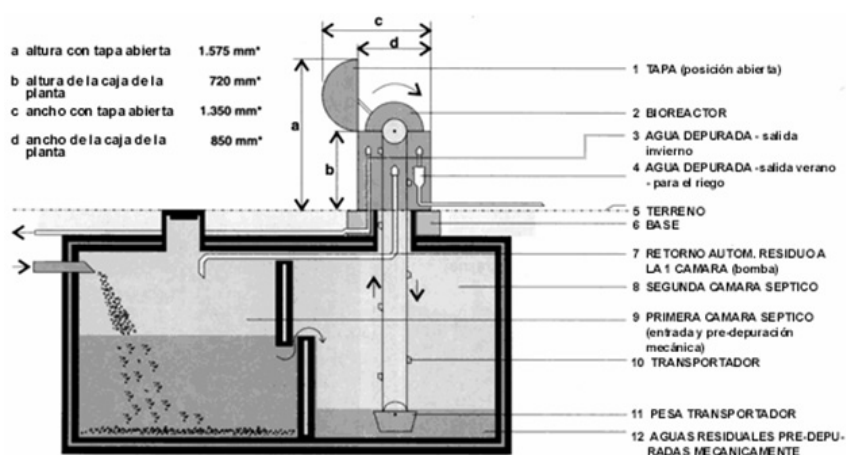
También son llamados sistemas biológicos rotativos de contacto, y consisten en una serie de discos circulares de poliestireno, o cloruro de polivinilo, situados sobre un eje, a corta distancia unos de otros. Los discos están parcialmente sumergidos en el agua residual y giran lentamente en el seno de la misma.

Los crecimientos biológicos se adhieren a las superficies de los discos, hasta formar una película biológica sobre la superficie mojada de los mismos. La rotación de los discos

pone la biomasa en contacto, de forma alternativa, con la materia orgánica presente en el agua residual y con la atmósfera, para la adsorción de oxígeno. La rotación del disco induce la transferencia de oxígeno y mantiene la biomasa en condiciones aerobias.

La rotación también es el mecanismo de eliminación del exceso de sólidos en los discos por medio de los esfuerzos cortantes que origina y sirve para mantener en suspensión los sólidos arrastrados, de modo que puedan ser transportados desde el reactor hasta el clarificador.

Los biodiscos se pueden utilizar como tratamiento secundario, y también, se pueden emplear para la nitrificación y desnitrificación estacionales o permanentes.



3.5 ESTANQUES DE ESTABILIZACIÓN

Un estanque de estabilización es una masa de agua relativamente poco profunda contenida en un tanque excavado en el terreno. Son de uso muy frecuente en pequeñas comunidades debido a que sus reducidos costes de construcción y explotación representan una importante ventaja frente a los restantes métodos de tratamiento.

Los estanques de estabilización se han utilizado, en unidades independientes o en forma de combinaciones de unidades, para el tratamiento tanto de aguas residuales domésticas como industriales.

4. TRATAMIENTO Y VERTIDO DEL FANGO

En los procesos de depuración de aguas residuales, las aguas se han visto desprovistas de los sólidos en suspensión en dos etapas del proceso. En el tratamiento primario se produce, por fenómenos físicos, una separación de parte de los sólidos debidos a su densidad. En el tratamiento secundario, parte de la materia orgánica ha sido metabolizada y transformada en materia viva, pero la acción más importante es el efecto de floculación, que permite separar los flóculos de materia orgánica, materia viva y materia inorgánica en los decantadores secundarios.

La contaminación de las aguas queda contenida en los fangos extraídos de los decantadores primarios y secundarios. Por tanto, es preciso un tratamiento de los fangos, que denominaremos digestión, tanto para el aprovechamiento de los lodos como para su eliminación.

Dicho fango suele ser un líquido o líquido semisólido, con un contenido en sólidos, dependiendo de las operaciones y procesos de tratamiento, variable entre el 0.25 y el 12 %.

De los constituyentes eliminados en el tratamiento, el fango es, con diferencia, el de mayor volumen.

Algunas propiedades significativas de fango son:

- El fango está formado principalmente, por las sustancias responsables del carácter desagradable de las aguas residuales no tratadas.
- La fracción del fango a evacuar, generada en el tratamiento biológico del agua residual, está compuesta principalmente por la materia orgánica presente en aquélla, aunque en forma diferente a la original, que también está sujeta a procesos de descomposición que la pueden hacer indeseable.
- Sólo una pequeña parte del fango está compuesta por materia sólida.

El espesamiento (concentración), acondicionamiento, deshidratación y secado del fango, se utilizan para eliminar la humedad del mismo; la digestión, compostaje, incineración, oxidación con aire húmedo, se utilizan principalmente para tratar o estabilizar la materia orgánica contenida en el fango.

Las características del fango varían en función del origen de los sólidos y del fango, de la edad del fango, y de tipo de procesos a que han sido sometidos. Así pues, las características de algunos fangos son:

– Fango primario:

El fango de los tanques de decantación primaria es generalmente gris y grasiento y, en la mayoría de los casos produce un olor extremadamente molesto. Puede digerirse fácilmente si se adoptan condiciones adecuadas de funcionamiento.

– Fango activado:

El fango activado tiene, generalmente, una apariencia floculenta de color marrón. Si el color es muy oscuro puede estar próximo a volverse séptico. Si el color es más claro de lo normal, puede haber estado aireado insuficientemente y los sólidos tienen tendencia a sedimentar lentamente. El fango en buenas condiciones tiene un característico olor a tierra que no es molesto. Tiende a convertirse en séptico con bastante rapidez y luego adquiere un olor bastante desagradable de putrefacción. Se digiere sólo o con fangos primarios frescos.

– Fango digerido anaeróbicamente.

El fango digerido por vía anaerobia es de color marrón oscuro-negro y contiene una cantidad excepcionalmente grande de gas. Cuando está totalmente digerido, no es molesto, siendo su olor relativamente débil y parecido al alquitrán caliente, goma quemada o lacre. Cuando se evacua a eras de secado en capas de poco espesor los sólidos son transportados, en primer lugar, a la superficie por la acción de los gases que contiene dejando en la parte inferior una lámina de agua relativamente clara, que se drena rápidamente, y permite que los sólidos sedimenten lentamente sobre el lecho. A medida que progresa el secado, los gases escapan dejando una superficie muy agrietada con un olor que recuerda el compost de jardín.

Los lodos pueden ser tratados como un subproducto no deseado que sólo presenta problemas, o pueden ser reutilizados como abono o bien como producto del que se puede aprovechar su potencial energético.

Las características del fango que afectan a su aptitud para la aplicación al terreno y usos beneficiosos incluyen el contenido en materia orgánica, nutrientes, patógenos, metales y compuestos orgánicos tóxicos.

El valor del fango como fertilizante se basa principalmente en su contenido de nitrógeno, fósforo y potasio, y se debería determinar en aquellos casos en los que el fango se vaya a emplear como acondicionador de suelos.

Las soluciones a adoptar y las alternativas de tratamiento son:

Eliminación sin recuperación

Vertido al mar (Actualmente prohibido)	Sin digestión Digestión aerobia Digestión anaerobia
Relleno de terrenos, escombreras	Digestión aerobia Digestión anaerobia Sin digestión

Recuperación

Utilización en agricultura como abono	Digestión aerobia, Digestión anaerobia
Recuperación de terrenos agotados	Digestión aerobia, Digestión anaerobia
Recuperación de energía eléctrica, mecánica y calorífica	Incineración

Compostaje	Sin digestión
------------	---------------

4.1 ESPESADO POR GRAVEDAD

Antes de proceder a la eliminación o a la estabilización de los fangos que se han separado del agua residual, es conveniente, y frecuentemente rentable, proceder al espesamiento de los fangos purgados de los decantadores.

Se obtiene un doble resultado:

- Concentración de los fangos antes de su conducción a vertedero o la digestión. El volumen de fango a transportar o a tratar resulta así mucho menor, con el consiguiente ahorro de volumen en los digestores (menores caudales a tratar y bombear, depósitos más pequeños, menores pérdidas por radiación, aparatos menos costosos).
- Mezcla y homogeneización de los fangos procedentes de distintos decantadores, de gran interés en las plantas que tengan más de un decantador primario.

El espesado por gravedad se lleva a cabo en un tanque de diseño similar al de un tanque de sedimentación convencional. Normalmente, se emplean tanques circulares.

El fango diluido se conduce a una cámara de alimentación central, donde existe una campana deflectora, que tiene como misión repartir la corriente de agua de una manera uniforme en su fluir hacia la periferia del aparato. En este momento, y a la altura del nivel del agua en el aparato, comienza una forma de separación sólido-líquido.

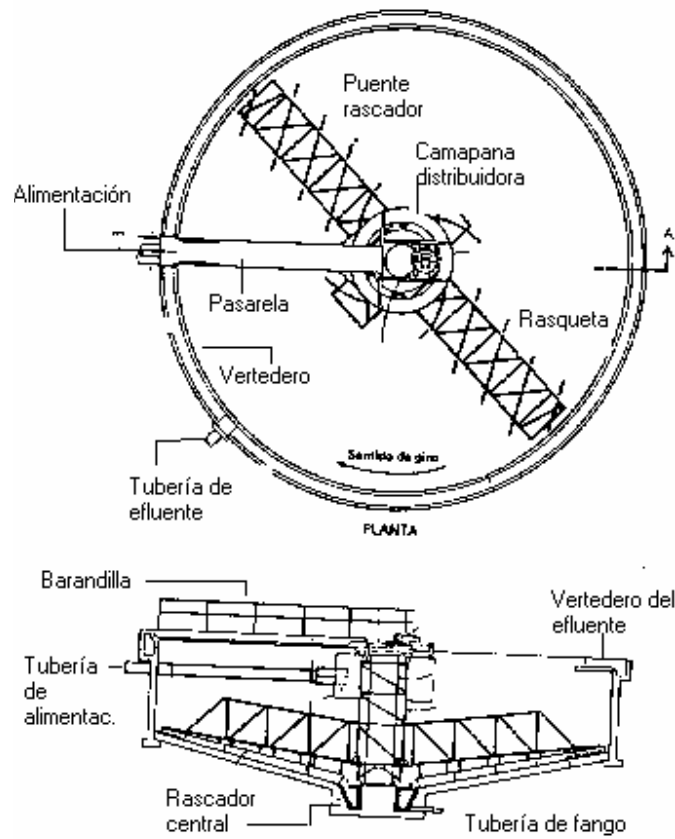
El fango alimentado sedimenta y compacta, y el fango espesado se extrae por la parte inferior del tanque. Los mecanismos de recogida de fangos convencionales consisten

en dispositivos dotados de rascadores profundos o piquetas verticales que remueven el fango lentamente, promoviendo la apertura de canales para proporcionar salida al agua y favoreciendo la densificación. La función especial de estas rasquetas es concentrar los sólidos, y conducirlos a la parte central del fondo cónico del espesador, para su evacuación final.

El sobrenadante que se origina se retorna al decantador primario, a cabeza de planta o a fangos activos. El fango espesado que se recoge en el fondo del tanque se bombea a los digestores o equipos de deshidratación en función de las necesidades; por lo que, es necesario disponer de un determinado volumen de almacenamiento.

La aplicación en la que es espesado por gravedad resulta más efectiva es en el tratamiento del fango primario.

Espesador por gravedad:



4.2 ESPESADO POR FLOTACIÓN

La flotación es una operación unitaria que se emplea para la separación de partículas sólidas o líquidas de una fase líquida, concentrándose en la parte superior los sólidos.

La separación se consigue introduciendo finas burbujas de gas, normalmente aire, en la fase líquida. Las burbujas se adhieren a las partículas, y la fuerza ascensional que experimenta el conjunto partícula-burbuja de aire hace que suban hasta la superficie del líquido. De esta forma, es posible hacer ascender a la superficie partículas cuya densidad es mayor que la del líquido, además de favorecer la ascensión de las partículas cuya densidad es inferior.

La principal ventaja del proceso de flotación frente al de sedimentación consiste en que permite mejor y en menos tiempo las partículas pequeñas y ligeras cuya descomposición es lenta.

Una vez las partículas se hallan en la superficie, pueden recogerse mediante un rascado superficial.

La aplicación en la que el espesado por flotación resulta más efectiva, es con los fangos en exceso procedentes de procesos de tratamiento de cultivo biológico en suspensión. La concentración de sólidos flotantes que se puede obtener en el proceso de espesado por flotación de fangos activos, depende, principalmente, de la relación aire-sólido, de las características del fango, de la carga de sólidos y de la aplicación de polímeros.

Posiblemente, la relación aire-sólidos es el factor que más afecta al rendimiento de los espesadores por flotación y se define como la relación en peso entre el aire disponible para la flotación y los sólidos presentes en la corriente a espesar.

La aplicación práctica de la flotación en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas se limita, en la actualidad, al uso del aire como agente responsable del fenómeno. Las burbujas se añaden, o se induce su formación, mediante uno de los siguientes métodos:

a) Flotación por aire disuelto (FAD)

En los sistemas FAD, el aire se disuelve en el agua residual a una presión de varias atmósferas, y a continuación se libera la presión hasta alcanzar la atmosférica.

En las instalaciones de pequeño tamaño, se puede presurizar a 275-230 KPa mediante una bomba la totalidad del caudal a tratar, añadiéndose el aire comprimido en la tubería de aspiración de la bomba. El caudal se mantiene bajo presión en un calderín durante algunos minutos, para dar tiempo a que el aire se disuelva. A continuación, el líquido presurizado se alimenta al tanque de flotación a través de una válvula reductora de presión, lo cual provoca que el aire deje de estar en disolución y que se formen diminutas burbujas distribuidas por todo el volumen del líquido.

En las instalaciones de mayor tamaño, se recircula parte del efluente del proceso de FAD (entre el 15 y el 150 %), el cual se presuriza, y se semisatura con aire. El caudal recirculado se mezcla con la corriente principal sin presurizar antes de la entrada al tanque de flotación, lo que provoca que el aire deje de estar en disolución y entre en contacto con las partículas sólidas a la entrada del tanque.

b) Flotación por aireación

En los sistemas de flotación por aireación, las burbujas de aire se introducen directamente en la fase líquida por medio de difusores o turbinas sumergidas.

La instalación de tanques de aireación no suele estar recomendada para conseguir la flotación de las grasas, aceites y sólidos presentes en las aguas residuales normales.

c) Flotación por vacío

La flotación por vacío consiste en saturar de aire el agua residual directamente en el tanque de aireación, o permitiendo que el aire penetre en el conducto de aspiración de una bomba.

Al aplicar un vacío parcial, el aire disuelto abandona la solución en forma de burbujas diminutas. Las burbujas y las partículas sólidas a las que se adhieren ascienden entonces a la superficie para formar una capa de espuma que se elimina mediante un mecanismo de raspado superficial.

La arena y demás sólidos pesados, que se depositan en el fondo, se transportan hacia un cuenco central de fangos para su extracción por bombeo.

Aditivos químicos

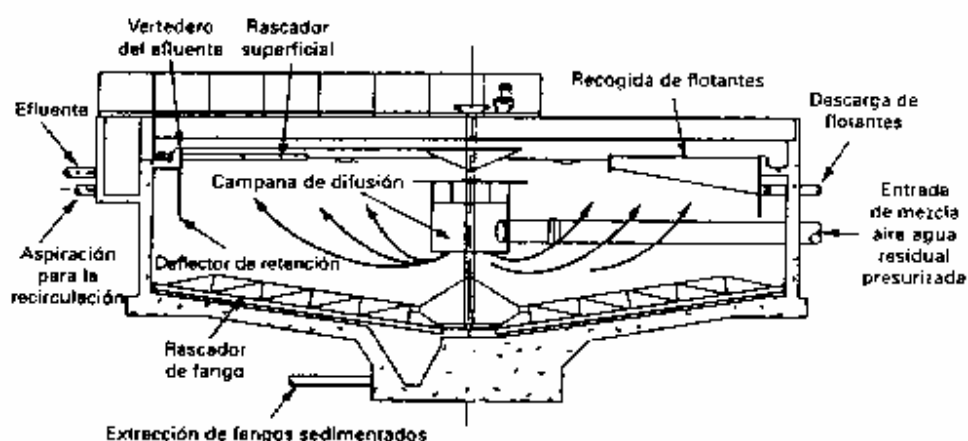
Normalmente se suele añadir determinados compuestos químicos para facilitar el proceso de flotación.

En su mayor parte, estos reactivos químicos funcionan de manera que crean una superficie o una estructura que permite absorber o atrapar fácilmente las burbujas de aire.

Los reactivos químicos inorgánicos, tales como las sales de hierro o de aluminio y la sílice activada, se emplean par agregar las partículas sólidas, de manera que se cree una estructura que facilite la absorción de las burbujas de aire.

También se pueden emplear diversos polímeros orgánicos para modificar la naturaleza de las interfases aire-líquido, sólido-líquido, o de ambas a la vez. Por lo general, estos compuestos actúan situándose en la interfase para producir los cambios deseados.

Flotador por aire disuelto para el espesamiento del fango activado:



4.3 ESTABILIZACIÓN

La estabilización del fango se lleva a cabo para:

- ▶ Reducir la presencia de patógenos.
- ▶ Eliminar los olores desagradables.
- ▶ Inhibir, reducir o eliminar su potencial de putrefacción.

Las tecnologías disponibles para la estabilización del fango son:

1. Estabilización con cal
2. Tratamiento térmico
3. Compostaje
4. Digestión aerobia
5. Digestión anaerobia

4.3.1 Estabilización con cal

En el proceso de estabilización con cal, se añade suficiente cal al fango para elevar su pH por encima de 12. Este valor elevado de pH crea un entorno que no favorece la supervivencia de los microorganismos. Mientras se mantenga este pH, el fango no se pudrirá, no creará olores y no provocará riesgos para la salud pública.

Se emplean dos métodos:

- a) Adición de cal al fango antes del proceso de deshidratación, práctica conocida con el nombre de “pretratamiento con cal”.

- b) Adición de cal al fango después del proceso de deshidratación, o “postratamiento con cal”.

Para la estabilización se puede emplear tanto la cal hidratada, Ca(OH)_2 , como cal viva, CaO . En algunos casos, la cal se ha sustituido por cenizas volantes, polvo de hornos de cemento y carburo cálcico.

4.3.2 Tratamiento térmico

El tratamiento térmico es un proceso continuo en el que el fango se calienta en un depósito a presión a temperaturas de hasta $260\text{ }^\circ\text{C}$ y a presiones de hasta 2.760 KN/m^2 , durante un corto espacio de tiempo (aproximadamente 30 minutos).

El acondicionamiento térmico del fango permite que los sólidos sean aptos para la deshidratación sin necesidad de emplear reactivos químicos. Cuando se somete el fango a temperaturas y presiones elevadas, la actividad térmica libera el agua ligada a los sólidos, provocando la coagulación de los mismos. Además, se produce la hidrólisis de la materia proteica, lo cual provoca la destrucción celular y la liberación de compuestos orgánicos solubles y nitrógeno amoniacal.

4.3.3 Compostaje

El compostaje es un proceso en el que la materia orgánica sufre una degradación biológica hasta alcanzar un producto final estable.

El fango compostado adecuadamente es un material tipo humus, higiénico y libre de características desagradables. Aproximadamente el 20 o 30 % de los sólidos volátiles se convierten a dióxido de carbono y agua.

Conforme se produce la descomposición de la materia orgánica contenida en el fango, el compost se calienta hasta alcanzar temperaturas situadas en el intervalo de pasteurización (50 a 70 °C), lo cual permite la destrucción de organismos patógenos entéricos.

Un fango bien compostado se puede emplear como acondicionador de suelos en usos agrícolas y hortícolas, o ser enviado a vertedero, cumpliendo siempre las limitaciones aplicables a los constituyentes del fango.

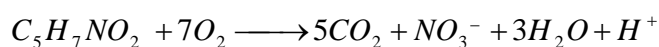
A pesar de que el compostaje se puede llevar a cabo tanto bajo condiciones aerobias como anaerobias, en casi la totalidad de las aplicaciones de los fangos procedentes de aguas residuales urbanas se emplea el compostaje aerobio, ya que acelera la descomposición de la materia y da lugar a un mayor aumento de la temperatura, suficiente para la destrucción de patógenos, y también minimiza la producción de olores desagradables.

4.3.4 Digestión aerobia

La digestión aerobia es similar al proceso de fangos activados. Conforme se agota el suministro de substrato disponible, los microorganismos empiezan a consumir su propio protoplasma para obtener la energía necesaria para las reacciones de mantenimiento celular. Cuando esto sucede, se dice que los microorganismos se hallan en fase endógena.

El tejido celular se oxida a dióxido de carbono, agua y amoníaco, por vía aerobia. A continuación, conforme se desarrolla la digestión, el amoníaco producido se oxida para formar nitratos.

La reacción global es la siguiente:



Actualmente, se utilizan dos variantes del proceso suficientemente contrastadas:

- Digestión aerobia convencional
- Digestión aerobia con oxígeno puro

4.3.5 Digestión anaerobia

La digestión anaerobia de los fangos está considerada como el método más adecuado para obtener un producto final aséptico. La destrucción de la materia orgánica por las bacterias se realiza en ausencia de aire. El oxígeno necesario para su desarrollo lo obtienen del propio alimento.

El fango residual puede llegar a contener entre un 1% y un 10 % de sólidos, siendo el resto agua. Dicho fango contiene una gran cantidad de materia orgánica biodegradable.

El objetivo primordial del proceso de digestión es reducir la materia putrescible a condiciones más estables. En el proceso de reducción, parte de los sólidos volátiles desaparecen y el contenido total de materia orgánica resulta de este modo inferior en el fango digerido. Asimismo, por el procedimiento de recircular el sobrenadante, se consigue una reducción del volumen de fangos.

Los productos residuales del proceso serán sólidos inorgánicos, líquidos y gases. Los gases deberán ser extraídos del digestor y procesados para obtener energía, o simplemente quemados y evacuados sin aprovechamiento. La materia inorgánica sólida, por su carácter inerte, no deberá presentar problemas de evacuación.

Por otra parte, a través del proceso de digestión se logra la eliminación de gran parte de los gérmenes patógenos, al someterlos a condiciones ambientales muy diferentes a las del agua residual.

El proceso de digestión mejora también, en general, las características del fango desde el punto de vista de su facilidad de manejo, aunque esto no es un objetivo del proceso, sino una consecuencia positiva del mismo.

El proceso se lleva a cabo en el intervalo mesofílico de temperaturas (30 a 38 °C).

Digestión convencional

El proceso convencional se suele llevar a cabo en una única fase. Las funciones de digestión, espesado de fangos, y formación de sobrenadantes se llevan a cabo de forma simultánea.

En un proceso de fase única, el fango crudo se introduce en la zona en la que el fango está siendo digerido activamente y en la que se está liberando gas. El fango se calienta por medio de un intercambiador de calor externo. Conforme el gas asciende hacia la superficie, arrastra partículas de fango y otros materiales, tales como grasas y aceites, y acaba formando una capa de espumas.

Como resultado de la digestión, el fango se estratifica formando una capa de sobrenadante por encima del fango digerido, y experimenta un aumento de la mineralización.

Como consecuencia de la estratificación y de la ausencia de mezclado íntimo, se utiliza menos del 50 % del volumen del digester convencional de fase única, por tanto, el proceso convencional tan sólo se utiliza en instalaciones pequeñas.

Digestión de una fase y alta carga

Este proceso difiere del proceso convencional de una fase en que la carga de sólidos es mucho mayor.

El fango se mezcla íntimamente mediante recirculación de gas, mezcladores mecánicos, bombeo o mezcladores con tubos de aspiración, y se calienta para conseguir optimizar la velocidad de digestión.

El bombeo de fango al digestor se debe llevar a cabo de forma continua o temporizada, a fin de mantener condiciones constantes en el interior del reactor. El fango que entra desplaza el fango digerido hasta un tanque de almacenamiento.

Debido a que no se produce una separación del sobrenadante, y a que los sólidos se reducen en un 45-50 % liberándose en forma de gas, el fango digerido suele tener una concentración del orden de la mitad de la del fango crudo.

Los digestores pueden tener cubiertas fijas o flotantes. Las cubiertas flotantes pueden ser, a su vez, campanas de recogida de gas, lo cual permite disponer de un volumen de almacenamiento de gas adicional. El gas se puede almacenar en una campana de gas independiente o en un depósito de almacenamiento a presión.

Digestión en dos fases

En muchas ocasiones, un digestor de alta carga se combina en serie con un segundo tanque de digestión. En este proceso, el primer tanque se utiliza para la digestión, y se equipa con dispositivos para el mezclado. El segundo tanque se utiliza para el almacenamiento y concentración del fango digerido, y para la formación de un sobrenadante relativamente clarificado.

En muchas ocasiones ambos tanques se construyen idénticos, de forma que cualquiera de ellos puede ser el tanque primario. En otros casos, el segundo de los tanques puede ser abierto, no calentado, o una laguna de fango. Los tanques pueden tener cubiertas fijas o flotantes, al igual que en la digestión de una etapa.

Digestores independientes

La adición de fango secundario, especialmente de fango activado, aun en pequeñas cantidades, reduce la separación de las fracciones sólida y líquida del fango primario digerido. La velocidad de reacción en condiciones anaerobias también se ralentiza ligeramente.

Algunos diseños separan la digestión del fango primario de la del fango secundario, en algunos casos, la digestión de este último no se realiza por vía anaerobia sino en condiciones aerobias.

Las razones para adoptar el sistema de digestión independiente son:

- Se mantienen las excelentes características de deshidratación del fango primario digerido.
- El proceso de digestión se diseña específicamente para el fango a tratar.
- Se pueden mantener las condiciones óptimas de control del proceso.

Los productos finales de la respiración y oxidación que se producen durante la digestión, son gas metano y dióxido de carbono.

El grado de estabilización obtenido se suele medir por el porcentaje de reducción de sólidos volátiles. La reducción conseguida se puede relacionar, tanto con el tiempo medio de retención celular como con el tiempo medio de retención hidráulica basado en el caudal de alimentación de fango crudo.

A la hora de calcular la reducción de sólidos volátiles, se parte de la hipótesis de que el contenido de sólidos fijos en el fango tiene carácter conservativo, es decir, la cantidad de sólidos fijos que entra en el digestor es igual a la cantidad que sale.

Los tiempos hidráulicos de residencia empleados varían entre 10 y 20 días para digestores de alta carga, y entre 30 y 60 días para digestores convencionales. Estos tiempos son los recomendados para diseños basados en el volumen total de tanque más el volumen adicional necesario para almacenar fango.

DISEÑO DE LOS TANQUES

Los tanques de digestión anaerobia pueden ser cilíndricos, rectangulares u ovalados. La tipología más común es en forma de cilindro vertical de poca altura. El uso de digestores rectangulares no es frecuente debido a la mayor dificultad para conseguir un mezclado uniforme del contenido del tanque.

Los tanques de digestión cilíndricos no suelen tener diámetros inferiores a 6 m ni superiores a 38 m. La profundidad del líquido no debe ser inferior a 7,5 m, y puede llegar a ser de 14 m o más. El fondo del tanque suele ser de forma cónica con pendiente hacia el cuenco de extracción de fangos, normalmente situado en el centro. Para minimizar la acumulación de arenas y para reducir las necesidades de limpieza de los digestores, se han empleado soleras con pendientes variables.

El objetivo de los tanques de diseño ovalado es eliminar la necesidad de limpiar los tanques. En la parte inferior del tanque, las paredes forman un cono de inclinación suficientemente pronunciada como para evitar la posibilidad de acumulación de arenas. Otras de las ventajas de los tanques ovalados son el mejor mezclado, el mejor control de la capa de espumas, y las menores necesidades de superficies.

PRODUCCIÓN, RECOGIDA Y UTILIZACIÓN DEL BIOGÁS

La producción total de biogás se suele estimar a partir de la reducción del porcentaje de sólidos volátiles. Los valores habituales varían entre 0,75 y 1,12 m³ biogás/Kg de sólidos volátiles destruidos.

La producción de biogás puede fluctuar en función del contenido en sólidos volátiles del fango crudo, y de la actividad biológica desarrollada en el digestor. Durante la puesta en marcha, se presentan producciones excesivas de gas que pueden causar la formación de espumas y escape de éstas y de gas por los bordes de las cubiertas flotantes del digestor. Una vez alcanzadas unas condiciones de funcionamiento estacionarias, si se mantuvieran las altas tasas de producción de gas, se podrá tener la certeza de que el resultado será un fango bien digerido.

El gas generado en los digestores se recoge bajo la cubierta de los mismos, ya sean tanto cubiertas fijas como cubiertas flotantes, las cuales se ajustan sobre la superficie del contenido del digestor y permiten que varíe su volumen sin que se produzca la entrada de aire.

No se puede permitir de modo alguno que se mezclen el gas y el aire, ya que ello podría dar lugar a una mezcla explosiva. Las tuberías de gas y las válvulas de seguridad deberán estar provistas con parallamas. Las cubiertas también pueden instalarse de manera

que funcionen como receptáculos de gas, almacenando una pequeña cantidad del mismo bajo presión, y actuando como depósitos.

Es necesario disponer de un sistema de almacenamiento del gas para que cuando varíe el volumen de líquido, entre gas en el digestor y no aire, y no se pierda gas en el desplazamiento.

El gas se puede almacenar a baja presión en gasómetros externos dotados de cubiertas flotantes, o en tanques de presión cuando se utilizan compresores de gas a alta presión. El gas no consumido se debe quemar en una antorcha.

Un metro cúbico de metano, a temperatura y presión normales, tiene un poder calorífico neto de 35.800 KJ. Comparativamente, el gas natural, mezcla de metano, propano y butano, tiene un poder calorífico de aproximadamente 37.300 KJ/m³.

El gas de digestión se puede emplear como combustible para calderas y motores de combustión internos que, a su vez, se utilizan para el bombeo de agua residual, funcionamiento de soplantes y generación de electricidad. El agua caliente procedente de las calderas o de la refrigeración de los motores se puede emplear para calentar el fango y para la calefacción de edificios. También se pueden emplear sistemas de calentamiento del fango con gas.

Para el mezclado del contenido del digestor, se han empleado diferentes sistemas. Los de uso más frecuente incluyen:

- Inyección de gas
- Agitación mecánica
- Bombeo mecánico

Los sistemas de inyección de gas se clasifican en :

- Sistemas confinados

El gas se recoge en la zona superior de los digestores, se comprime y se descarga a través de conductos confinados.

- Sistemas no confinados

Se diseñan para recoger el gas en la parte superior de los digestores, comprimirlo y descargarlo a través de una serie de difusores distribuidos en el fondo del tanque o mediante una serie de lanzas dispuestas radialmente ancladas en la zona superior. Consiguen el mezclado del contenido del digestor liberando burbujas de gas que ascienden hasta la superficie moviendo y arrastrando el fango.

Los sistemas de mezclados mecánico suelen emplear turbinas o agitadores de baja velocidad. En ambos tipos de sistemas, los elementos giratorios desplazan el fango y permiten el mezclado del contenido del digestor.

La mayoría de los sistemas de bombeo mecánico consisten en bombas de hélice montadas sobre tubos de aspiración dispuestos interna o externamente al digestor, o en bombas centrífugas o de flujo axial dispuestas externamente junto con las conducciones asociadas. El mezclado se induce por la circulación del fango.

Las necesidades de calor de un digestor vienen dadas por la cantidad de calor necesario para:

- Aumentar la temperatura del fango alimentado hasta alcanzar la temperatura mantenida en el interior del digestor.

- Compensar las pérdidas de calor que se producen a través de las paredes, fondo y cubierta del digestor.
- Compensar las pérdidas que se puedan producir en las conducciones que comunican la fuente de calor con el tanque de digestión.

El fango se calienta por bombeo de fango y sobrenadante del digestor a través de intercambiadores de calor situados en el exterior del tanque y recirculación del mismo, o por circulación a través de intercambiadores de calor situados en el interior del tanque.

Se supone que el calor específico de la mayor parte de los fangos es el mismo que el del agua, y las pérdidas de calor a través de las paredes, fondo y cubierta del digestor, se calculan utilizando la siguiente expresión:

$$Q = U \cdot A \cdot \Delta T$$

En el cálculo de las pérdidas de calor que se producen en un digestor es práctica habitual considerar por separado las características de transferencia de calor de las diversas superficies, empleando coeficientes de transmisión diferentes para cada una de ellas.

Las paredes de los digestores pueden estar rodeadas por un terraplén de tierras que sirve de aislamiento, o pueden consistir en un muro de hormigón dotado con un aislamiento. La transmisión de calor a través de las paredes de hormigón sin revestimiento aislante situadas bajo el nivel del suelo y las soleras depende de su situación por encima o por debajo del nivel freático.

En los casos en los que se instalan intercambiadores de calor exteriores, el fango se bombea a alta velocidad a través de unos tubos, alrededor de los cuales circula agua a gran velocidad. La circulación promueve grandes turbulencias a ambos lados de la superficie de

transferencia de calor, lo cual permite mayores coeficientes de transferencia de calor y mayor intercambio.

Otra ventaja del uso de intercambiadores de calor exteriores es que permite el calentamiento, la mezcla íntima y la siembra con fango digerido del fango crudo frío antes de su entrada al digestor. Para mantener la eficiencia en la transferencia de calor, los intercambiadores de calor se deben limpiar periódicamente.

DIGESTIÓN ANAEROBIA TERMOFÍLICA

La digestión termofílica se produce a temperaturas situadas en el intervalo comprendido entre 49 y 57 °C, que proporciona las condiciones adecuadas para la actividad de las bacterias termofílicas.

Como la velocidad de reacción de las reacciones bioquímicas aumenta con la temperatura, la digestión termofílica se lleva a cabo a una velocidad superior a la de la digestión mesofílica.

Las ventajas de la digestión termofílica incluyen el aumento de la capacidad de tratamiento de fango, la mejora de las características de deshidratación del fango, y el aumento de la destrucción de bacterias.

Los inconvenientes que presenta la digestión termofílica incluyen las mayores necesidades energéticas para el calentamiento, la peor calidad del sobrenadante obtenido (con elevado contenido de sólidos disueltos), la generación de olores, y la menor estabilidad del proceso.

Estas son las razones por las cuales se ha limitado el uso del proceso de digestión termofílica.



4.4 DESHIDRATACIÓN DE LODOS

La deshidratación es una operación unitaria física utilizada para reducir el contenido de humedad del fango por alguna o varias de las siguientes razones:

- ▶ Los costes de transporte por camión hasta el lugar de su evacuación final son notablemente menores cuando se reduce el volumen por deshidratación.
- ▶ El fango deshidratado es, generalmente, más fácil de manipular que el fango líquido o espesado. En la mayoría de los casos, el fango deshidratado es susceptible de ser manipulado con tractores dotados de cucharas y palas y con cintas transportadoras.
- ▶ La deshidratación del fango suele ser necesaria antes de la incineración del fango para aumentar su poder calorífico por eliminación del exceso de humedad.

- ▶ La deshidratación es necesaria antes del compostaje para reducir la cantidad de material de enmienda o soporte.
- ▶ En algunos casos, puede ser necesario eliminar el exceso de humedad para evitar la generación de olores y que el fango sea putrescible.
- ▶ La deshidratación del fango suele ser necesaria antes de su evacuación a vertederos controlados para reducir la producción de lixiviados en la zona de vertedero.

4.4.1 Filtración al vacío

En la filtración al vacío, la fuerza motriz que actúa sobre la fase líquida provocando el movimiento a través de un medio poroso, es la presión atmosférica, debido a la aplicación del vacío en la superficie inferior del medio filtrante.

El filtro de vacío consiste en un tambor cilíndrico horizontal que gira, parcialmente sumergido, en una cuba de fango.

Un sistema de filtración al vacío suele constar de bombas de alimentación del fango, equipos de dosificación de reactivos, depósito de acondicionamiento del fango, filtro de tambor, tolva o cinta de transporte de la torta de fango, sistema de vacío y sistema de evacuación del filtrado.

El acondicionamiento químico del fango antes de la filtración se lleva a cabo para aumentar el contenido de sólidos, reducir los sólidos del filtrado, y mejorar las características de deshidratación. Los reactivos normalmente empleados para el acondicionamiento del fango son la cal, el cloruro férrico y polímeros.

Ventajas:

- No es necesario disponer de personal cualificado.
- En equipos de funcionamiento continuo, los costes de mantenimiento son bajos.

Inconvenientes:

- El consumo energético por unidad de fango deshidratado es el mayor de todos.
- El seguimiento por parte de los operadores debe ser continuo.
- Las bombas de vacío son ruidosas.
- El líquido filtrado puede tener un elevado contenido de sólidos, dependiendo del medio filtrante.

4.4.2 Centrifugación

Las centrifugas se utilizan, tanto para espesar fangos como para deshidratarlos. La deshidratación por centrifugación implica la sedimentación de las partículas de fango bajo la influencia de fuerzas centrífugas. Los dos principales tipos de centrifugas empleadas actualmente para la deshidratación de fangos son la centrifuga de camisa maciza, y la centrifuga de cesta.

Centrifuga de camisa maciza

La centrifuga de camisa maciza consiste en una camisa maciza dispuesta horizontalmente, con un extremo de forma troncocónica. El fango se alimenta a la unidad de forma continua, y los sólidos se concentran en la periferia. Un tornillo helicoidal, que gira a una velocidad ligeramente distinta, desplaza el fango acumulado hacia el extremo

tronco-cónico, donde se produce una concentración de sólidos adicional previamente a la descarga del fango.

Ventajas:

- Apariencia limpia, mínimos problemas de olores, posibilidad de arranque y parada rápidos.
- Facilidad de instalación.
- Produce una torta de fango relativamente seca.
- La relación coste / capacidad es baja.

Inconvenientes:

- El desgaste puede suponer un grave problema de mantenimiento.
- Precisa la eliminación de arenas y la instalación de un dilacerador en el conducto de alimentación del fango.
- Es necesario disponer de personal de mantenimiento cualificado.
- Contenido de sólidos suspendidos moderadamente elevado en el concentrado.

Centrífuga de cesta

El funcionamiento de la centrífuga de cesta es discontinuo. El fango se introduce en una cesta que gira alrededor de un eje vertical. Los sólidos se acumulan en las paredes de la cesta produciéndose la clasificación del centrado. Cuando se alcanza la capacidad de retención de sólidos de la centrífuga, se reduce la velocidad de giro, y se introduce un rascador para facilitar las labores de extracción del fango acumulado.

En condiciones normales, la deshidratación por centrifugación se puede llevar a cabo sin adición de polímeros.

La principal dificultad que se presenta en la operación de las centrífugas es la evacuación del concentrado, que presenta concentraciones relativamente elevadas de sólidos suspendidos no sedimentables.

Para controlar la descarga de sólidos finos, y mejorar la captura de sólidos, se pueden emplear dos procedimientos: aumentar el tiempo de detención, o proceder al acondicionamiento químico.

Ventajas:

- Se pueden utilizar las mismas máquinas para las operaciones de espesamiento y deshidratación.
- Puede no ser necesario el acondicionamiento químico.
- Apariencia limpia, mínimos problemas de olores, posibilidad de arranque y paradas rápidos.
- Muy flexible a la hora de cumplir las exigencias normativas.
- Resultados excelentes con fangos de difícil tratamiento.

Inconvenientes:

- Capacidad limitada.
- Excepto en el caso de los filtros de vacío, es el de mayor consumo energético.
- El caudal de sobrenadante puede generar cargas de recirculación elevadas.
- En el caso de fango fácilmente deshidratable es el sistema de relación capacidad / coste más elevado.

- Para la mayoría de fangos, produce la menor concentración de sólidos en la torta.

4.4.3 Filtros prensa

En un filtro prensa, la deshidratación se lleva a cabo forzando la evacuación del agua presente en el fango por la aplicación de una presión elevada.

Filtros prensa de placas de volumen fijo

Este tipo de filtros consiste en una serie de placas rectangulares, que se colocan enfrentadas entre sí en posición vertical sobre un bastidor con un extremo fijo y otro móvil. Sobre cada una de las placas se ajusta o cuelga una tela filtrante. Las placas se mantienen juntas con fuerza suficiente para que se adhieran herméticamente y puedan, así, resistir la presión aplicada durante el proceso de filtración. Para que las placas se mantengan unidas, se emplean prensas hidráulicas o tornillos accionados mecánicamente.

Durante el funcionamiento, el fango acondicionado químicamente se bombea al espacio existente entre las placas, y se aplica una presión variable entre 690 y 1.550 KN/m², forzando al líquido a pasar a través de la tela filtrante y de los orificios de salida de las placas. Seguidamente, se separan las placas y se extrae la torta de fango.

Filtros prensa de volumen variable

Este tipo es similar al de volumen fijo, excepto por el hecho de que detrás del medio filtrante se sitúa una membrana de goma. La membrana se expande para conseguir la compresión final, reduciendo, de esta forma, el volumen de fango durante la fase de compresión.

Ventajas de los filtros prensa:

- Altas concentraciones de sólidos en la torta.
- Obtención de un filtrado muy clarificado.
- Elevadas capturas de sólidos.

Inconvenientes:

- Funcionamiento discontinuo.
- Elevado coste de los equipos.
- Elevado coste de la mano de obra.
- Necesidad de una estructura de soporte especial.
- Los equipos ocupan una gran superficie.
- Es necesario disponer de personal de mantenimiento cualificado.
- Los sólidos adicionales generados por la gran cantidad de productos químicos añadidos precisan ser evacuados.



4.4.4 Eras de secado

Las eras de secado se suelen utilizar, normalmente, para la deshidratación de fangos digeridos mediante el secado por evaporación y drenaje. Una vez seco, el fango se retira y se evacua a vertederos controlados o se utiliza como acondicionador de suelos.

Se utilizan cuatro tipos de eras de secado:

1. Convencionales de arena
2. Pavimentadas
3. De medio artificial
4. Por vacío

Ventajas:

- Es el método de menor coste inicial.
- El seguimiento y preparación de los operadores necesarios no es elevado.
- Bajo consumo de energía.
- Bajo o nulo consumo de productos químicos.
- Menos sensible a la variabilidad de las características del fango.
- Mayor contenido de sólidos que los métodos mecánicos.

Inconvenientes:

- Precisa grandes superficies de terreno.
- Precisa fango estabilizados.
- El diseño debe tener en cuenta las condiciones climáticas.

- La retirada del fango demanda mucha mano de obra.

4.4.5 Lagunaje

Debido a los posibles problemas asociados al desprendimiento de olores, las lagunas de secado no son adecuadas para la deshidratación de fangos crudos, fangos tratados con cal, ni fangos con sobrenadantes muy concentrados.

La profundidad del fango suele variar entre 0,75 y 1,25 m. El principal mecanismo responsable de la deshidratación es la evaporación. Se suele incluir dispositivos para la decantación del sobrenadante y su recirculación.

Ventajas:

- Bajo consumo energético.
- Nulo consumo de productos químicos.
- Estabilización adicional de la materia orgánica.
- En los casos en los que se dispone de superficie, el coste de inversión es bajo.
- Es el método que requiere menor preparación de los operarios.

Inconvenientes:

- Posibles problemas de olores y vectores infecciosos.
- Posible riesgo de contaminación subterránea.
- Mayor necesidad de espacio que los métodos mecánicos.
- La apariencia puede resultar desagradable a la vista.
- El diseño debe tener en cuenta las condiciones climáticas.

4.4.6 Filtros banda

Los filtros banda son dispositivos de deshidratación de fangos de alimentación continua que incluyen el acondicionamiento químico, drenaje por gravedad, y aplicación mecánica de presión para deshidratar el fango. Han resultado ser efectivos para casi todos los tipos de fangos residuales urbanos.

El fango acondicionado es introducido, en primer lugar, en una zona de drenaje por gravedad donde se produce su espesado. En esta fase, la mayor parte del agua libre se elimina por gravedad.

A continuación del drenaje por gravedad, el fango pasa a una zona de baja presión donde es comprimido entre dos telas porosas opuestas. En algunas unidades, esta zona de aplicación de presión baja va seguida de otra de alta presión, en la que el fango se somete a esfuerzos tangenciales a medida que las bandas pasan a través de una serie de rodillos. Estos esfuerzos de prensado y tangenciales favorecen la liberación de cantidades adicionales de agua contenida en el fango. La torta de fango deshidratado se separa de las bandas mediante rascadores.

Un sistema de filtros banda típico está formado por bombas de alimentación, equipos de dosificación de polímero, una cámara de acondicionamiento del fango (floculador), un filtro banda, una cinta transportadora de la torta de fango equipos complementarios (bomba de alimentación del fango, bombas de agua de lavado y compresor de aire). Algunas unidades no utilizan cámara de acondicionamiento.

Las variables que afectan el rendimiento de los filtros banda son:

- Las características del fango.
- Método y tipo de acondicionamiento químico.

- Las presiones aplicadas.
- La estructura de la máquina (incluido el drenaje por gravedad).
- Porosidad.
- Velocidad de las bandas.
- Anchura de las bandas.

A partir de la experiencia obtenida con la operación de filtros banda, se ha podido comprobar que un incremento de la concentración de sólidos en el fango de alimentación favorece la obtención de mayores sequedades y mayor producción de torta.

En el mercado se dispone de filtros banda de diferentes dimensiones, con anchuras de banda variables entre 0,5 y 3,5 m. Las bandas de 2 m de ancho son las más usuales empleadas para el tratamiento de fangos de aguas residuales urbanas.

Las cargas de aplicación de fango varían entre 90 y 680 Kg/m²·h, dependiendo del tipo de fango y de la concentración del fango alimentado. La extracción de agua, basada en la anchura de la banda, varía entre 1,6 y 6,3 l/m²·s.

Las medidas de seguridad que hay que contemplar en el diseño incluyen una ventilación adecuada para la eliminación del sulfuro de hidrógeno u otros gases, y la provisión de protecciones para evitar la posibilidad de que las telas se enganchen entre los rodillos.

Ventajas:

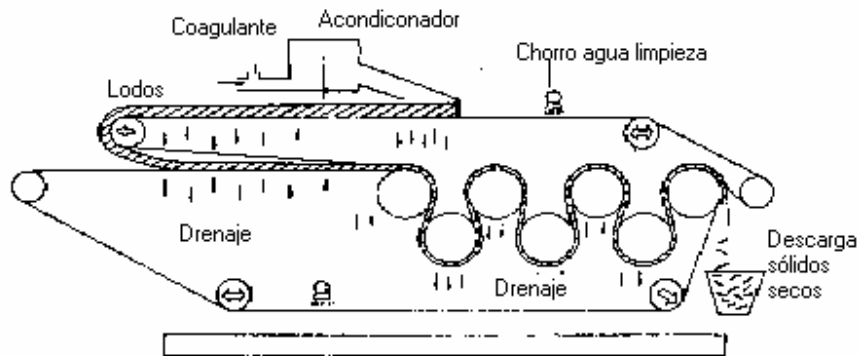
- Bajos costes energéticos.
- Costes de inversión y mantenimiento relativamente bajos.
- Mecánica menos compleja y facilidad de mantenimiento.
- Las máquinas de alta presión permiten producir una torta muy seca.

- La parada del sistema requiere un esfuerzo mínimo.

Inconvenientes:

- Limitación en la producción hidráulica.
- Muy sensible a las características del fango alimentado.
- La vida útil del medio es corta comparada con la de otros dispositivos que emplean medios de telas.

Filtro banda:



5. TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL

El tratamiento avanzado del agua residual se define como el tratamiento adicional para la eliminación de los sólidos suspendidos y de las sustancias disueltas que permanecen en el agua residual después del tratamiento secundario convencional. Estas sustancias pueden ser materia orgánica o sólidos en suspensión, y su naturaleza puede variar desde iones inorgánicos relativamente simples, como el calcio, el potasio, el sulfato, el nitrato y el fosfato, hasta un número cada vez mayor de compuestos orgánicos sintéticos muy complejos.

Las normativas sobre el tratamiento de las aguas residuales se están volviendo, cada vez, más estrictas, tanto en lo referente a la limitación de las concentraciones de muchas de estas sustancias en los efluentes de las plantas de tratamiento, como en los límites globales de toxicidad de los efluentes.

La selección de una operación proceso, o combinación de ambos determinada, depende de:

- El uso potencial del efluente tratado
- La naturaleza del agua residual
- La compatibilidad de las diferentes operaciones y procesos
- Los medios disponibles para el vertido de los contaminantes
- La viabilidad económica y ambiental de los diferentes sistemas.

Debido a las condiciones especiales bajo las que opera la eliminación de ciertos contaminantes, la viabilidad económica no debe ser un factor limitante en el proyecto de sistemas de tratamiento avanzado.

5.1 Filtración en medio granular

A pesar de que la filtración es una de las principales operaciones unitarias empleadas en el tratamiento del agua potable, la filtración de efluentes procedentes de procesos de tratamiento de aguas residuales es una práctica relativamente reciente. Hoy en día, la filtración se emplea, de modo generalizado, para conseguir una mayor eliminación de sólidos en suspensión (incluida la DBO particulada) de los efluentes de los procesos de tratamiento biológicos y químicos, y también se emplea para la eliminación del fósforo precipitado por vía química.

Descripción de la operación de filtrado

La operación completa de filtración consta de dos fases: filtración y lavado o regeneración (comúnmente llamada lavado a contracorriente). Mientras la descripción de los fenómenos que se producen durante la fase de filtración es, prácticamente, idéntica para todos los sistemas de filtración que se emplean para las aguas residuales, la fase de lavado es bastante diferente en función de si el filtro es de funcionamiento continuo o semicontinuo.

Tal y como expresan sus nombres, en los filtros de funcionamiento semicontinuo la filtración y el lavado son fases que se dan una a continuación de la otra, mientras que en los filtros de funcionamiento continuo ambas fases se producen de forma simultánea.

En operaciones de filtración semicontínuas la fase de filtración en la que se elimina la materia particulada, se lleva a cabo haciendo circular el agua a través de un lecho granular, con o sin la adición de reactivos químicos. Dentro del estrato granular, la eliminación de los sólidos en suspensión contenidos en el agua residual se realiza mediante un complejo proceso en el que intervienen uno o mas mecanismos de separación como el tamizado, interceptación, impacto, sedimentación y adsorción.

El final del ciclo de filtrado (Fase de filtración) se alcanza cuando empieza a aumentar el contenido de sólidos en suspensión en el efluente hasta alcanza un nivel máximo aceptable, o cuando se produce una pérdida de carga prefijada en el circulación a través del lecho filtrante. Idealmente ambas circunstancias se producen simultáneamente. Una vez se ha

alcanzado cualquiera de estas condiciones, se termina la fase de filtración, y se deslavar el filtro a contracorriente para eliminar la materia (sólidos en suspensión) que se ha acumulado en el seno del lecho granular filtrante. Para ello se aplica un caudal de agua de lavado suficiente para fluidificar (expandir) el medio filtrante granular y arrastrar el material acumulado en el lecho. Para mejorar y favorecer la operación de lavado del filtro, suele emplearse una combinación de agua y aire. En la mayoría de las plantas de tratamiento de aguas residuales, el agua de lavado, que contiene sólidos en suspensión que se eliminan en el proceso de filtración, se retorna a las instalaciones de sedimentación primaria o al proceso de tratamiento biológico.

En los filtros de funcionamiento continuo, las fases de filtración y de lavado se realizan simultáneamente. Es importante señalar que al emplear filtros de funcionamiento continuo no existen los conceptos de turbiedad límite del efluente ni de pérdida de carga máxima admisible en la circulación a través del lecho filtrante.

Clasificación de los sistemas de filtración.

- ♦ Según tipo de funcionamiento:
 - Contínuos
 - Semicontínuos

- ♦ Sentido del flujo durante la filtración
 - De flujo ascendente
 - De flujo descendente (más común)

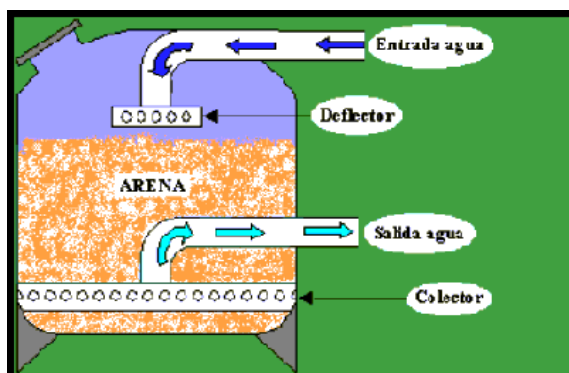
- ♦ Tipo de material filtrante y configuración de los lechos
 - Única capa
 - Doble capa
 - Filtros multicapa

En la filtración para la eliminación de sólidos en suspensión se ha comprobado que las variables más importantes del proceso de diseño son la naturaleza de las partículas presentes en el agua a filtrar, el tamaño del material o materiales que componen el filtro y el caudal de filtración.

Las características más importantes del agua a filtrar son la concentración de sólidos en suspensión, el tamaño y la distribución de tamaños de las partículas, y la consistencia de los flóculos.

La característica del medio filtrante que más afecta al proceso de filtración es el tamaño del grano, ya que afecta tanto a la pérdida de carga en la circulación del agua a través del filtro como a la tasa de variación de dicho aumento durante el ciclo de filtración. Si el tamaño del grano efectivo del medio filtrante es demasiado pequeño, la mayor parte de la fuerza actuante se empleará para vencer la resistencia de fricción provocada por el lecho filtrante, mientras que si el tamaño efectivo es demasiado grande, muchas de las partículas de menor tamaño presentes en el agua a filtrar pasarán directamente a través del filtro sin ser eliminadas.

La velocidad de filtración es un parámetro importante por cuanto afecta a la superficie necesaria del filtro. Para una aplicación dada del filtro, la velocidad de filtración dependerá de la consistencia de los flóculos y del tamaño medio del grano del lecho filtrante. Por ejemplo, si los flóculos son de débil consistencia, las velocidades de filtración elevadas tenderán a romper los flóculos y a arrastrar gran parte de los mismos a través del filtro.



5.2 Microtamizado

Es un dispositivo de filtración superficial que se emplea para eliminar una fracción de los sólidos suspendidos de los efluentes secundarios.

Para el microtamizado se utilizan filtros de tambor rotatorio de baja velocidad y lavado a contracorriente continuo.

Los tejidos filtrantes tienen unas aberturas entre 23 y 35 micras, y se disponen en el perímetro del tambor. El agua residual entra por el extremo abierto del tambor y sale a través del tejido filtrante rotatorio. Los sólidos separados se lavan a contracorriente mediante inyectores de agua a presión, se recogen en una cubeta situada dentro del tambor.

Los rendimientos de este tipo de filtración se encuentran entre el 10 y 80% de sólidos eliminados. Pero este procedimiento presenta una serie de problemas: incompleta eliminación de sólidos; no se adapta a las posibles fluctuaciones del contenido de sólidos.

5.3 Control de Nutrientes

El nitrógeno y el fósforo son los principales nutrientes de importancia en el vertido de aguas residuales tratadas. Los vertidos que contienen nitrógeno y fósforo pueden acelerar la eutrofización de lagos y embalses y estimular el crecimiento de algas y plantas acuáticas arraigadas en cursos de agua poco profundos. Además de resultar estéticamente desagradable, la presencia de algas y plantas acuáticas pueden interferir con los usos beneficiosos de los recursos hidráulicos, especialmente cuando se emplean para el abastecimiento de agua, crecimiento ictiológico y usos recreativos. Las elevadas concentraciones de nitrógeno en efluentes tratados también pueden tener otros efectos negativos, como son la reducción de la concentración de oxígeno disuelto en las aguas receptoras, toxicidad para la vida acuática, efectos negativos sobre la efectividad de la desinfección con cloro, peligro para la salud pública y efectos sobre el potencial de un agua residual para ser reutilizada. Por lo tanto, el control del nitrógeno y del fósforo está

ganando importancia en la gestión de la calidad del agua y en el proyecto de las plantas de tratamiento.

Existen numerosas estrategias de control de nutrientes, pero a la hora de adoptar una estrategia es importante conocer las características del agua residual bruta, el tipo de instalación de tratamiento del agua residual, y el nivel de control de nutrientes necesario.

También es preciso tener en cuenta si las necesidades de eliminación de nutrientes son estacionales o abarcan la totalidad del ciclo anual.

Se emplean varios métodos de tratamiento que se basan en el uso de sistemas químicos, físicos y biológicos para limitar o controlar la cantidad y forma de los nutrientes vertidos por el sistema de tratamiento, entre ellos la nitrificación biológica para la oxidación y control del amoníaco, la desnitrificación biológica con adición de metanol para la eliminación del nitrógeno, precipitación química para la eliminación del fósforo, etc.

5.4 Desinfección con Cloro

El cloro continúa siendo la sustancia química que más económicamente, y con mejor control y seguridad se puede aplicar al agua para obtener su desinfección.

Cuando el cloro se aplica al agua, la reacción química que se produce es la siguiente:

$\text{Cl}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{HOCl} + \text{H}^+ \text{Cl}^-$, que se complementa hacia la derecha al cabo de varias horas, así: $\text{HOCl} \rightleftharpoons \text{H}^+ + \text{OCl}^-$. La desinfección requiere, dependiendo del tipo de agua, un mayor o menor período de contacto y una mayor o menor dosis del desinfectante. Generalmente, un agua relativamente clara, pH cerca de la neutralidad, sin muchas materias orgánicas y sin fuertes contaminaciones, requiere de unos cinco a diez minutos de contacto con dosis menores a un mg/l. de cloro. En cada caso deberá ser determinada la dosis mínima requerida para que permanezca un pequeño residuo libre que asegure un agua exenta en cualquier momento de agentes patógenos vivos.

Cuando se aplican soluciones, como las de hipoclorito de calcio o de sodio, deberá tomarse en cuenta su contenido de cloro, expresado en la forma de ácido hipocloroso, con objeto de fijar las dosificaciones. También deben considerarse las concentraciones de las soluciones.

El cloro se encuentra en tres estados físicos: gaseoso, líquido o sólido. El equipo requerido para la dosificación del cloro depende del estado en que éste se vaya a dosificar.

- **Cloro gaseoso en solución acuosa.** El cloro viene embalado en cilindros y para poder pasarlo a una solución acuosa se requiere de agua a presión. Por la complejidad y peligrosidad en el manejo del cloro gaseoso, este sistema es más utilizado en plantas de purificación convencionales para acueductos de gran tamaño.
- **Aplicación directa del cloro gaseoso.** Este sistema de aplicación del cloro gaseoso es utilizado en instalaciones relativamente pequeñas, pero teniendo en cuenta que se requiere una cierta infraestructura y adiestramiento de los operarios.
- **Aplicación del cloro sólido o líquido.** En instalaciones pequeñas resulta ser más económico y fácil el empleo del cloro en cualquiera de estos dos estados. Los hipocloritos (sales del ácido hipocloroso) pueden ser obtenidos comercialmente en cualquiera de estas formas. Algunos de ellos son:
 - **Hipoclorito de calcio:** El hipoclorito de calcio más usado es el HTH (High Test Calcium Hypochlorite), el cual viene en forma granular, polvo o tabletas. Su aplicación puede ser directa o mediante la preparación previa de una solución acuosa.
 - **Hipoclorito de sodio:** Este hipoclorito viene en forma líquida en diferentes concentraciones. Por ejemplo el Peclorito 130 (130 g/L).

El cloro es un elemento muy corrosivo y por lo tanto se debe tener precaución en su manejo; adicionalmente los equipos empleados deben ser de materiales resistentes a la corrosión.

Los hipocloritos líquido son dosificados mediante el empleo de "hipocloradores", los cuales son bombas de desplazamiento positivo, de diafragma o pistón, con elementos resistentes a la corrosión del cloro. Para hacer la dosificación de un hipoclorito, es necesario hacer una dilución de la concentración inicial de cloro de 0.5 a 1.0 por ciento en peso.

El cloro líquido se gasifica en cuanto deja de estar sometido a presión y los aparatos dosificadores (cloradores) lo aplican como tal o bien disuelto en agua. El cloro se obtiene en la forma de hipoclorito de calcio o sodio y se aplican como suspensiones. Para dosificaciones que requieran gran exactitud se utiliza el gas cloro aplicado con aparatos cloradores de alta precisión.

El agua pasa a un canal de cloración, donde, a base de un tiempo de retención y una inyección de cloro en una dosis de 5 mg/l, sufre una esterilización en el grado adecuado al punto en el que va a ser vertida. Al ser uno de los puntos mas peligrosos de la planta se cuidarán exhaustivamente los detalles de seguridad.



6. COGENERACION

Se denomina cogeneración a la generación de energía mecánica o eléctrica y térmica con el mismo recurso utilizado (combustible).

Este acoplamiento entre dos o más niveles de energía térmica con energía de alto valor (mecánica o eléctrica), permite utilizar el recurso energético utilizado con múltiples ventajas.

Típicamente en una industria, la energía eléctrica se compra ya sea al distribuidor o bien a un generador.

La energía térmica se autogenera en forma de vapor, agua caliente, gases calientes o mediante otras formas tales como los fluidos diatérmicos.

La cogeneración consiste entonces en la utilización en cascada de la energía de un combustible incrementando notablemente su aprovechamiento.

Ventajas de la cogeneración:

Las mismas van más allá del aspecto económico, abarcando aspectos ambientales, técnicos y sociales.

- Ventajas técnicas:

1.- En zonas que constituyen puntas de línea, la inyección de energía eléctrica en la red eleva la tensión debido a que descarga las líneas de transmisión reduciendo las pérdidas en líneas y estaciones transformadoras.

2.- En caso de contar con una potencia de respaldo para casos de emergencia o de puesta fuera de servicio de equipos para mantenimientos programados, mejora la confiabilidad general del sistema.

- Ventajas económicas:

1.- Disminución global de los costos debido al ahorro de recursos energéticos que implica.

2.- Mejora de la competitividad de la industria a través de la reducción de los costos y del impacto ambiental.

- Ventajas ambientales:

Reducción de las emisiones de CO₂, que producen efecto invernadero al consumir menos combustibles fósiles. Eventualmente reduce otras emisiones tales como Óxidos de azufre y de nitrógeno (SO_x y NO_x), en caso de utilizar combustibles pesados.

- Ventajas sociales:

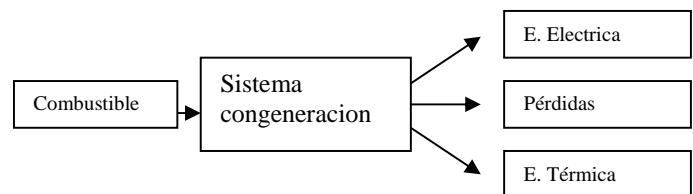
Al abaratar los costos, mejora las condiciones para crear puestos de trabajo.

Existen a su vez otras ventajas derivadas de éstas, tales como una mejora en la imagen de la empresa.

Rendimiento global o grado de aprovechamiento será la relación entre la suma algebraica de las energías eléctrica o mecánica y térmica útiles y la energía total aportada por el combustible o fuente de energía.

Matemáticamente se expresa como:

$$\alpha = \frac{W + Q}{C}$$



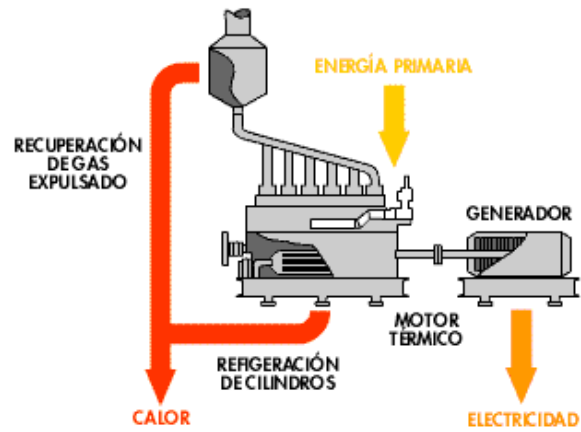
W: Energía eléctrica o mecánica

Q: Energía térmica

C: Energía total aportada

Desde el punto de vista termodinámico, es discutible sumar W y Q ya que constituyen energías de calidad diferente, debido a que, al menos en teoría, es posible transformar la totalidad de la energía eléctrica o mecánica, mientras que no es así con el calor, debido al segundo principio de la termodinámica, lo que implica necesariamente ceder parte de esta energía a la fuente fría, generalmente al medio ambiente. Dicha parte depende del nivel térmico del calor, o sea, de la temperatura.

No obstante, es interesante a veces medir el grado de aprovechamiento del combustible utilizado y este indicador es útil para este fin.



DESCRIPCIÓN DE LO PROYECTADO

La instalación quedará dividida en dos líneas de proceso:

- Línea de Agua
- Línea de fangos

1 LÍNEA DE AGUA

1.1. Canal de entrada

Se encuentra a la entrada de la depuradora y recibe el caudal procedente de los distintos colectores.

El canal de entrada tendrá un ancho de 1,2 m y una altura de 1,1 m. El caudal total de entrada es de 10441 m³/h, sin embargo el diseño del canal permite el paso de 10518,4 m³/h.

Existirán 5 canales de by-pass será de 1,6 m de ancho y 0,5 m de alto, y permitirá el paso de 2088 m³/h.

1.2 Desbaste

Esta operación es realizada mediante dos rejillas, unas primeras rejillas que tienen como finalidad retener los sólidos gruesos, y unas segundas rejillas con un ancho entre barrotes menor que retendrán los sólidos finos.

Así pues también se dispondrá de unas rejas en el canal de by-pass, con el fin de retener los sólidos de mayor volumen.

Serán necesarios 10 canales de desbaste, con un ancho de 0,6 m y una altura de 0,4 m.

Las rejas gruesas presentan un ancho de 0,84 m, siendo el ancho de los barrotes de 25 mm y la separación libre entre ellos de 50 mm.

Las rejas finas tienen un ancho de 1,19 m, con un ancho de barrotes de 10 mm y una separación entre ellos de 20 mm.

Las rejas de by-pass tienen un ancho de 1,64 m, siendo el ancho de barrotes de 10 mm, y la separación de 40 mm.

1.3 Desarenado – Desengrasado

A continuación se eliminan las arenas y grasas que lleva el agua residual, para ello se han proyectado 10 unidades de funcionamiento combinado con aireación y flujo helicoidal.

Los equipos presentarán un volumen unitario de 175,08 m³, eliminándose 2,41 m³ de arena y 3,22 m³ de grasas al día.

1.4 Decantación primaria

El objetivo de esta fase es la reducción de los sólidos en suspensión de las aguas bajo la exclusiva acción de la gravedad. Para ello contamos con 10 decantadores primarios de 26 m de diámetro cada uno, y un tiempo de retención de 1,52 hora.

En este punto, los productos obtenidos son agua decantada y fangos primarios.

1.5 Reactor biológico

Con el fin de conseguir la reducción de la carga contaminante (DBO_5) del agua decantada, se han proyectado 9 tanques de aireación con un volumen unitario de $3584,61 \text{ m}^3$, donde el oxígeno es suministrado por la agitación de 9 turbinas con una potencia unitaria instalada de $109,58 \text{ Kw / tanque}$. El sistema de agitación evita además una sedimentación de los flóculos y permite una homogeneización de los fangos activos.

1.6 Decantación secundaria

El agua procedente de los reactores biológicos, cuya contaminación se ha reducido, se envía a 6 decantadores secundarios de $43,72 \text{ m}$ de diámetro cada uno, y una altura de $3,21 \text{ m}$, donde se separa el agua depurada de los fangos secundarios (bacterias). Estos últimos se retornarán nuevamente a la entrada del reactor biológico para proseguir el proceso.

Una parte de los mismos se extrae como fango en exceso para mantener el equilibrio substrato / biomasa.

2 LÍNEA DE FANGOS

2.1 Espesamiento por gravedad de los fangos primarios

Para estos fangos se ha optado por 2 espesadores por gravedad de $6,6 \text{ m}$ de diámetro cada uno, así como un volumen unitario de $149,01 \text{ m}^3$.

2.2 Espesamiento por flotación de los fangos secundarios

Los fangos procedentes del decantador secundario serán espesados en 4 espesadores por flotación, los cuales tienen un diámetro de 5,78 m y un volumen de 52,52 m³ cada uno, lo cual supone un tiempo de residencia de aproximadamente 40 minutos.

Para conseguir el aire a presión necesario para que se produzcan las burbujas finas, y así la flotación, se dispondrá de un calderín de presurización de un volumen de 4,78 m³ y una presión de trabajo de 4,41 bar.

2.3 Fangos digeridos anaeróbicamente

Para ello se utilizará un sistema de digestión en doble etapa, utilizándose 2 unidades de digestión primaria y 2 unidades de digestión secundaria.

Cada digestor primario presenta un volumen de 2707,5 m³ un diámetro de 20 m y una altura de 8.62 m.

Los digestores secundarios tienen un volumen unitario de 1444 m³, 15 m de diámetro y 8,17 m de altura.

Dicha digestión supondrá una producción de biogás de 6245,34 m³/día, el cual será quemado en la unidad de cogeneración.

Para la calefacción de los digestores se empleará un intercambiador de calor del tipo carcasa-tubo, circulando los fangos por tubos, y presentando un área de intercambio de 55,27 m².

2.4 Deshidratación de los fangos

Para la deshidratación de los fangos se usarán dos filtros banda con un ancho de banda de 2.5 m, disponiendo de otra unidad de características semejantes en reserva.

El consumo de polielectrolito es de 10,07 m³/día, el cual será almacenado en 2 depósitos de 5 m³ cada uno.

3 LÍNEA DE EFLUENTE

3.1 Filtro de Arena

El efluente obtenido a la salida del decantador secundario se hace pasar por un filtro de arena para disminuir la cantidad de sólidos en suspensión en el mismo.

Se dispondrán 5 filtros de arena con una superficie unitaria de 110,6 m², y 10,49 m de lado.

Se retendrán 177,74 kg/h de sólidos en suspensión

3.2 Canal de cloración

La salida de los filtros de arena pasan por un canal de cloración con la finalidad de desinfectar el efluente de ciertos microorganismos patógenos.

La dosis necesaria es de 1,25 kg de NaClO al día. El canal tendrá una sección de 58,08 m², un lado de 7,62 m y 45 metros de largo.

Se dispondrá de un canal tipo laberinto de 15 m de longitud por tramo.

4 BIOGAS Y ENERGÍA

4.1 Modulo de Cogeneración.

El biogás obtenido se quemará en un módulo de cogeneración para así obtener energía eléctrica y energía térmica, las cuales se utilizarán para el abastecimiento de la planta y el calentamiento de los lodos de digestión respectivamente.

Utilizaremos un Módulo de Cogeneración a biogás de la marca ICOGEN-PERKINS (Modelo D400). Obtendremos una potencia en eje de 408 KWe y una potencia térmica de 668 kwt.

Para obtener todo el calor necesario para el calentamiento de los lodos será necesario quemar gasoil en una caldera a la razón de 28,15 litros a la hora.

La energía eléctrica supondrá aproximadamente un 2/3 del consumo de la planta.

Por último se instalará una antorcha donde se quemará el exceso de biogás producido (52,86 m³/h).

DOCUMENTO II: MEMORIA DE CÁLCULO

Cálculos preliminares	134
1. Canal de entrada y desbaste.....	136
1.1 Canal de entrada	136
1.2 Canal de desbaste.....	138
1.3 Cálculo de rejas	139
2. Desarenado - Desengrasado.....	145
3. Decantación Primaria	150
4. Tratamiento biológico por fangos activos	155
Cálculo de las necesidades de oxígeno.....	162
Diseño de los aireadores	168
Decantador secundario	170
5. Espesadores	180
Espesador por gravedad.....	180
Espesador por flotación	185
6. Digestión anaerobia defangos.....	192
Producción de biogás.....	200
Calefacción del digestor	201
7. Filtros de Arena	207
8. Canal de cloración	209
9. Filtros Banda.....	211
10. Cogeneración.....	216
11. Recirculación de los sobrenadantes y los filtrados.....	219

CÁLCULOS PRELIMINARES

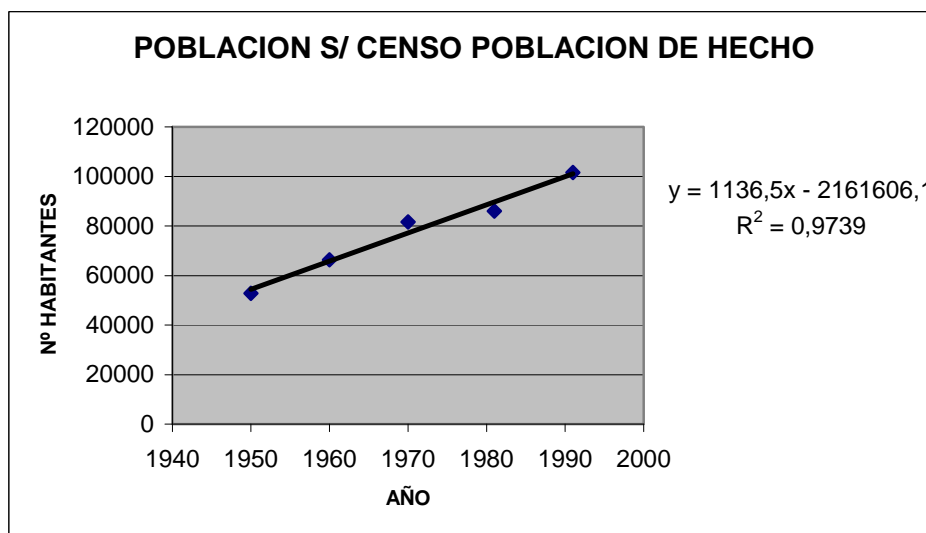
Población horizonte

Se calculará la población para un horizonte de 25 años. Para ello se representarán los datos de la población de los últimos años y calcularemos la recta de regresión correspondiente a dicho gráfico.

Se ha comparado la población estimada obtenida a partir de los datos del censo de población de derecho frente a la obtenida a partir de los datos del censo de población de hecho (ambas del INE), optándose por utilizar los datos del censo de población de hecho por obtenerse una población estimada mayor para el mismo periodo de tiempo.

Los datos correspondientes a la población, quedan expuestos en el *Anexo I*.

Representación gráfica



Regresión lineal

$$y = a + bx$$

siendo:

y: número de habitantes

x: año

$$\left\{ \begin{array}{l} r^2 = 0.9739 \\ a = -2161606.1 \\ b = 1136,5 \end{array} \right.$$

Por tanto, el número de habitantes en un plazo de 25 años (2031) será:

$$y = -2161606.1 + (1136,5 \cdot 2031)$$

$$y = 146.625 \text{ Habitantes}$$

Datos iniciales

DBO₅: $236 \frac{mg O_2}{l}$ (110-400 $\frac{mg O_2}{l}$ según Metcalf-Eddy)

Sólidos en suspensión: $220 \frac{mg SST}{l}$ (100-350 $\frac{mg SST}{l}$ según Metcalf-Eddy)

Extensión municipal: 83,76 Km²

Suelo urbanizable: 606,62 Ha

Suelo ejecutado: 221 Ha

1. CANAL DE ENTRADA Y DESBASTE

1.1 Canal de entrada

En primer lugar se determinarán las dimensiones del canal de entrada, para lo cual se comparan la relación ancho y alto posibles, seleccionando aquella que más se ajuste a nuestro caso.

Datos iniciales:

Población horizonte (P): 146.625 habitantes

Vida Útil EDAR : 25 años

Dotación Actual (Do) : 300l/hab/día (tabla 1 según apuntes de asignatura Ingeniería Medio Ambiental)

Coefficiente de crecimiento poblacional (α) : 0.012

Producción AR Polígonos Industriales: 55 m³/ha·día (según Depuración de Aguas. Aurelio Hernández, Última Versión)

Superficie Polígonos Industriales : 439.70 ha (*anexo 2*)

Factor Dilución Pretratamiento: 3.5

Factor Dilución Tratamiento 1º : 2.4

Factor Dilución Tratamiento 2º : 1.8

Datos calculados Aguas Residuales Urbanas

$$Q_{\text{med ARU}} = 0.8 \cdot P \cdot Dt$$

$$D(25) = Do \cdot (1 + \alpha)^t = 300 \cdot (1 + 0.012)^{25} = 404.24 \text{ l/hab·día}$$

$$Q_{\text{med ARU}} = 0.8 \cdot 146625 \cdot 404.24 = 47416911.7 \text{ l/día} = 47416.91 \text{ m}^3/\text{día}$$

Datos calculados Aguas Residuales Polígonos Industriales

$$Q_{\text{ARI}} : 24183.71 \text{ m}^3/\text{día}$$

Caudales Máximos a Tratar

$$Q_t = Q_{ARU} + Q_{ARI} = 47416.91 + 24183.71 = 71600.62 \text{ m}^3/\text{dia} = 2983.36 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{max Pretratamiento}} = 250602.17 \text{ m}^3/\text{dia} = 10411.76 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{max tratamiento 1}^\circ} = 171841.49 \text{ m}^3/\text{dia} = 7160.1 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{max tratamiento 2}^\circ} = 128881.12 \text{ m}^3/\text{dia} = 5370.04 \text{ m}^3/\text{h}$$

Adoptando una pendiente del canal del 0,5 % y una sección rectangular, obtenemos:
(Ver anexo 3)

**CANAL DE
ENTRADA(Qmax=10441,76 m³/h)**

b(m)(ancho)	h (m)	sup(m²)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m³/h)
1,5	0,9	1,35	3,3	0,40909091	2,29204554	11139,3413
1,4	0,95	1,33	3,3	0,4030303	2,26935178	10865,6563
1,3	1	1,3	3,3	0,39393939	2,2350966	10460,2521
1,2	1,1	1,32	3,4	0,38823529	2,2134686	10518,4028
1,1	1,25	1,38	3,6	0,38194444	2,18949263	10837,9885
1	1,4	1,4	3,8	0,36842105	2,13750094	10773,0048
0,9	1,6	1,44	4,1	0,35121951	2,07043903	10733,1559

Las soluciones adoptadas a fin de conseguir las dimensiones más homogéneas posibles son las siguientes:

Ancho: 1,2 m

Altura: 1,1 m

Velocidad: 2,21 m/s

Caudal permitido: 10518,40 m³/h

1.2 Canal de desbaste

El agua a tratar circulará por unos canales de desbaste, cuyo número será aquel en el que las dimensiones no sean muy discordantes y la velocidad de circulación del fluido no sea excesiva.

El procedimiento de cálculo será el mismo utilizado para calcular los canales anteriores. (ver anexo 4)

4 CANALES DE DESBASTE (Q_{max}/4= 2610.44 m³/h)

b(m)(ancho)	h (m)	sup(m2)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m3/h)
1,5	0,35	0,525	2,2	0,23863636	1,60017607	3024,33277
1,4	0,35	0,49	2,1	0,23333333	1,57638108	2780,73622
1,3	0,4	0,52	2,1	0,24761905	1,64008386	3070,23699
1,2	0,4	0,48	2	0,24	1,60626619	2775,62797
1,1	0,45	0,495	2	0,2475	1,63955815	2921,69262
1	0,5	0,5	2	0,25	1,65058044	2971,0448
0,9	0,55	0,495	2	0,2475	1,63955815	2921,69262
0,8	0,6	0,48	2	0,24	1,60626619	2775,62797
0,7	0,7	0,49	2,1	0,23333333	1,57638108	2780,73622
0,6	0,8	0,48	2,2	0,21818182	1,50737877	2604,75051

La solución más conveniente a adoptar, según criterios de caudal y dimensiones es la señalada en la tabla:

Número de canales: 4

Ancho: 0,7 m

Altura: 0,7 m

Velocidad: 1,576 m/s

Caudal permitido: 2780,74 m³/h·canal

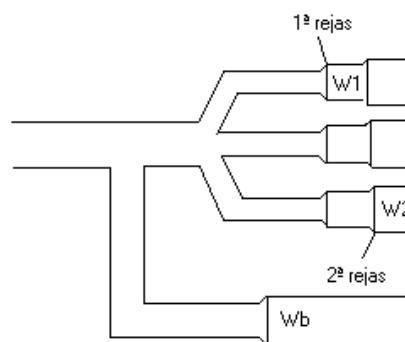
Resguardo

40% h = 0,18 m < 0,4 m-----**0,4 m**

1.3 Cálculo de rejás

Hemos obtenido 4 canales de desbaste para cada cual dispondremos de dos tipos de rejás, siendo la separación entre barrotes mayor en las primeras que en las segundas.

Esquema ejemplo:



1ª REJAS

a) Ancho del canal en la zona de rejás (W_1)

En primer lugar hay que calcular el ancho del canal en la zona de las primeras rejás; la fórmula a utilizar será (Aurelio Hernández, 1995):

$$W_1 = \frac{Q_{\max}}{V \cdot D} \cdot \left(\frac{a + s}{s} \right) + C_{\text{rej}}$$

siendo:

W_1 = ancho del canal de las 1ª rejás (m)

Q_{max} = caudal máximo que pasa (m^3/s)

v = velocidad de paso del agua en rejas (m/s)

D = nivel aguas arriba de la reja a caudal máximo (m)

a = ancho de barrotes (m)

s = separación libre entre barrotes (m)

C_{rej} = Coeficiente de seguridad (m), adoptándose los siguientes valores:

- Rejas finas: 0.10 m
- Rejas gruesas: 0.30 m

b) Pérdida de carga a través de una reja

La fórmula a utilizar será (Aurelio Hernández, 1995):

$$\Delta h = f \left(\frac{a}{s} \right)^{4/3} \cdot \frac{V a^2}{2g} \text{sen} \alpha$$

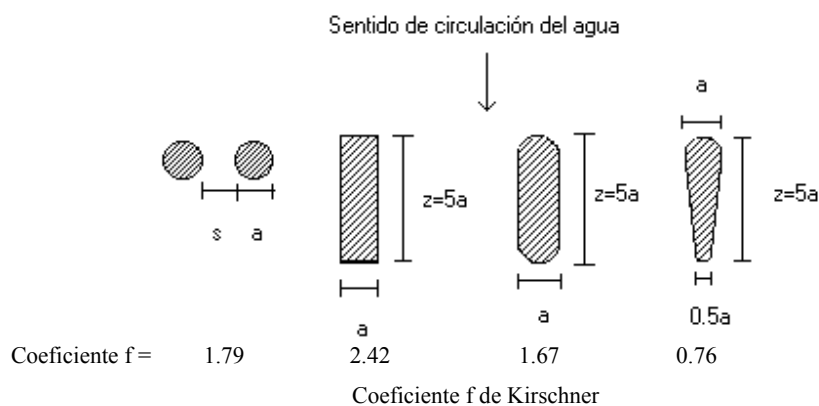
Siendo:

f = factor de forma

V_a = velocidad de aproximación (m/s)

G = aceleración gravedad (9.8 m/s^2)

Λ = ángulo de la reja



El tipo de reja comercial usado será siguiente:

Reja	a (m)	s (m)	α	sección
Gruesa automática	0.025	0.05	90	Rectangular
Fina automática	0.01	0.02	90	Rectangular
Gruesa Manual	0.01	0.04	45	Rectangular

Obteniéndose D a partir de:

$$D = h + \Delta h$$

h = altura inicial del canal

2ª REJAS

Para conocer el nuevo ancho del canal en la zona de rejas finas (W_2) se utilizará exactamente la misma expresión utilizada para el cálculo del ancho del canal en la zona de las primeras rejas.

Debemos tener en cuenta que en el canal de bypass también es necesaria la presencia de rejas. En este caso sólo se precisa una reja, ya que este canal no será utilizado con demasiada frecuencia como para que se necesiten unas segundas rejas con un ancho entre barrotes más estrecho. Se utilizará una reja gruesa de limpieza manual.

De nuevo se utilizará la expresión para el cálculo del ancho del canal en la zona de rejas utilizada anteriormente.

Datos de partida:

1ª rejas

Velocidad aproximación: 1,576 m/s

Ancho de los barrotes (a): 0.025 m

Separación libre entre los barrotes(s): 0.05 m

Inclinación: 90°

Caudal máximo: 2610.44 m³/canal

Coefficiente de seguridad para rejas gruesas: 0,30 m

2ª rejas

Ancho de los barrotes (a): 0.01 m

Separación libre entre los barrotes(s): 0,02 m

Inclinación: 90°

Coefficiente de seguridad para rejas finas: 0,10 m

Bypass

Velocidad de paso entre barrotes: 1,89 m/s

Ancho de los barrotes (a): 0.01 m

Separación libre entre los barrotes(s): 0,04 m

Coefficiente de seguridad para rejas gruesas: 0,30 m

Cálculos:

1ª REJAS

En primer lugar realizaremos un aumento en el ancho de los canales de desbaste con el fin de disminuir la velocidad de paso del agua a través de las rejas, de forma que ésta sea de 1.2 m/s y no se produzca la rotura de las mismas.

$$Q = v \cdot S \cdot 3600$$

$$S = Q / v \cdot 3600 = 2780,74 / 1,2 \cdot 3600 = 0,644 \text{ m}^2$$

$W = S / H = 0.644 / 0.7 = 0,92 \text{ m}$ (Nuevo ancho de canal de desbaste en la zona de rejas)

(Ver anexo5.)

$$W_1 = 1.804 \text{ m}$$

$$\text{N}^\circ \text{ espacios} = 24$$

$$\text{N}^\circ \text{ Barrotes} = 23$$

$$\text{Ancho total barrotes} = 0.575 \text{ m}$$

$$\text{Ancho total espacios} = 1.2$$

$$\text{Ancho total (At)} = 1.775 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de espaciados límite} = 0.064 \text{ m}$$

2ª REJAS

(Ver anexo 5)

$$W_1 = 1.804 \text{ m}$$

$$\text{N}^\circ \text{ espacios} = 60$$

$$\text{N}^\circ \text{ Barrotes} = 59$$

$$\text{Ancho total barrotes} = 0.59 \text{ m}$$

$$\text{Ancho total espacios} = 1.2$$

$$\text{Ancho total (At)} = 1.79 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de espaciados límite} = 0.07 \text{ m}$$

$$\text{Veloc. Paso} = 0.81 < 1 \text{ m/s}$$

BYPASS

(Ver anexo 6)

n° Canales = 2

W = 1.853 m

N° espacios = 38

N° Barrotes = 37

Ancho total barrotes = 0.37 m

Ancho total espacios = 1.52 m

Ancho total (At) = 1.89 m

Ancho de espaciados límite = 0.022 m

Cantidad de materia retenida *(Ver anexo 7)*

Según gráfica (Metcalf-Eddy, 1995) , se generan una cantidad de residuos del orden de 50 m³ de residuos por cada 10⁶ m³ de agua residual tratada.

Esto nos lleva a obtener una cantidad de residuos de 3.58 m³/día. Para almacenar los residuos generados durante 2 días, que es el tiempo máximo de almacenamiento de residuos estimado, necesitaríamos un volumen de almacenamiento de 7.16 m³.

Tomando un volumen comercial unitario de contenedores de 0.84 m³, necesitaríamos 9 contenedores para el almacenamiento de los residuos.

2. DESARENADO – DESENGRASADO

El desarenado y el desengrasado pueden realizarse de forma separada, pero en nuestro caso lo haremos de forma conjunta debido a las numerosas ventajas que presenta esta técnica.

El diseño de los desarenadores dependerá del tipo seleccionado. El modelo de desarenador adoptado en este caso es del tipo aireado con flujo helicoidal.

En esta clase de desarenadores la información típica es (Metcalf-Eddy, 1995, Aurelio Hernández 1995)

Elemento	Valor	
	Intervalo	Típico
Dimensiones:		
Profundidad (m)	2,0-5,0	—
Longitud (m)	7,5-20,0	—
Anchura (m)	2,5-7,0	—
Relación anchura-profundidad	1:1 a 5:1	1,5:1
Relación longitud-anchura	3:1 a 5:1	4:1
Suministro de aire (m ³ /min·m longitud)	0,18-0,45	—
Cantidad de arena (m ³ /10 ⁶ m ³)	4,0-195,0	15,0
Carga Superficial a Q max (m ³ /m ² h)	18-25	
Tiempo de residencia a Q max (min)	9-12	

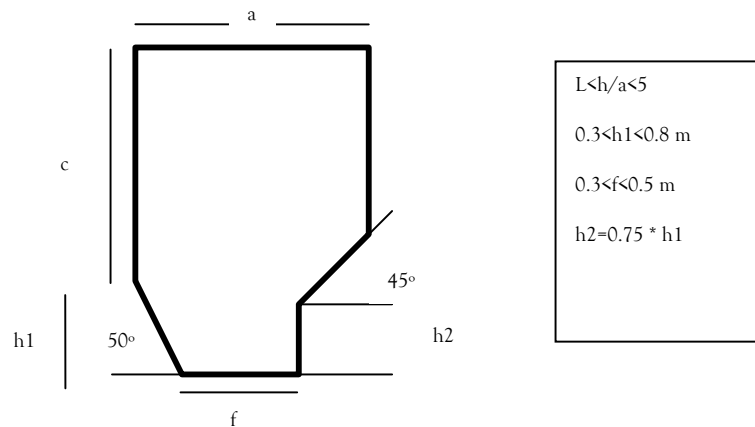
Los valores típicos de Caudales de Aire son: (Metcalf-Eddy, 1995, Aurelio Hernández 1995)

St (m ²)	3	4	5	6	7	8	9
Ca (m ³ /h m ²)	4.5-10.5	6-11.5	7.5-13	9-14	10-15	12-17	13-18

St (m ²)	9	10	11	12	13	14	15
Ca (m ³ /h m ²)	13-18	15-19	16-20	18-21	19-22	21-23	22-25

En nuestro caso en particular, debemos calcular cual es el número de desarenadores necesarios para que, utilizando los parámetros de diseño, se mantengan las relaciones especificadas anteriormente.

También habrán de mantenerse las siguientes relaciones:



Conociendo el caudal de entrada al desarenador y la carga superficial del mismo, podemos calcular la sección mínima horizontal del desarenador.

Dicha sección, a su vez, será igual al producto de la longitud por la anchura.

$$\text{Sección} = \text{anchura} \cdot \text{longitud}$$

Tomando como valor típico indicado en la tabla anterior $L/W = 4$, podremos obtener el valor de la longitud del equipo.

Conocido el caudal de entrada al desarenador, y tomando como tiempo de retención 10 min. podemos calcular el volumen del mismo, el cual dividido por el área del desarenador nos da la profundidad.

Todos los datos y dimensiones obtenidos deben mantenerse dentro de las relaciones indicadas en las tablas anteriores.

Acto seguido, se calculará el suministro de aire necesario para la separación, así como la cantidad de arena y grasa separada.

Datos de partida

Nº unidades = 4 (uno para cada línea de proceso)

Suministro de aire = $19.5 \text{ m}^3 / \text{h} \cdot \text{m lineal}$ (Metcalf-Eddy, 1995, Aurelio Hernández, 1995)

Suministro aire para evitar septicidad = $2 \text{ m}^3 / \text{h} \cdot \text{m}^3$

Cantidad de arena = $6 \text{ l} / \text{hab} \cdot \text{año}$ (Metcalf-Eddy, 1995, Aurelio Hernández, 1995)

Cantidad de grasa = $0,045 \text{ m}^3 / 1000 \text{ m}^3$ agua residual (Metcalf-Eddy, 1995)

Los resultados obtenidos son los siguientes (ver anexo 8)

Superficie Mínima Horizontal = 130.52 m^2

Ancho = $5,71 \text{ m}$ (el cual aproximamos a 5.75 m)

Largo = 23 m

Volumen unitario = 435.08 m³

Altura = 5.29 m (aproximo a 3.30 m)

Comprobaciones:

W/H: 1.74 (W/H=1-5)
 L/W: 4 (L/W=3-5)
 H: 3.3 m (H:2-5m)
 L: 23 m (L:7,5-25)
 W: 5.75 m (L:2,5-7m)
 C sup
 (Qmax): 19.74 m³/m² h
 Θ(Qmax): 10.03 min

La **cantidad de aire** necesario por unidad será:

$$19.5 \cdot \frac{m^3}{m \cdot h} \cdot 23m \cdot 4unidades = 1794 \frac{m^3}{h}$$

El caudal de aire para evitar la septicidad será

$$2 \cdot \frac{m^3}{m^3 \cdot h} \cdot 5.75m \cdot 23m \cdot 3.3 \cdot 4unidades = 3491.4 \frac{m^3}{h}$$

La **cantidad de arena** producida será:

$$6 \frac{larena}{hab \cdot año} \cdot 146625hab \cdot \frac{1año}{365días} \cdot \frac{1m^3}{1000l} = 2.41 \frac{m^3}{día}$$

La **cantidad de grasa** eliminada será:

$$\frac{0,045m^3}{1000m^3 \text{ agua residual}} \cdot 2983.36 \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot \frac{24h}{1día} = 3.22 \frac{m^3}{día}$$

BALANCE DE MATERIA

Css influente=	55132,49 kg/d
Carena influente=	2756,62 kg/d
Carena retenida=	2480,96 kg/d
Carena efluente=	275,66 kg/d
Css efluente=	52651,53 kg/d
Css retenidos=	2480,96 kg/d

3. DECANTACIÓN PRIMARIA.

El objetivo fundamental de la decantación primaria es la eliminación de los sólidos sedimentables. La mayor parte de las sustancias en suspensión en las aguas residuales no pueden retenerse, por razón de su finura o densidad, en las rejillas, desarenadores y cámaras de grasa, ni tampoco pueden separarse mediante flotación por ser más pesadas que el agua.

La reducción de la velocidad de corriente por debajo de un determinado valor, es el fundamento de la eliminación de las materias en suspensión del influente. Al depositarse estas partículas de fango, arrastran en su caída una cierta cantidad de bacteria, con lo que se alcanza también, en este tipo de tratamiento una reducción de la DBO y una cierta depuración biológica.

Uno de los parámetros más importantes en este tipo de decantación es la **velocidad ascensional** (V_{asc}), la cual se define como el cociente entre el caudal a tratar y la superficie de decantación:

$$V_{asc} (m/h) = \frac{Q(m^3/h)}{S(m^2)}$$

Los valores de esta velocidad se pueden obtener de las siguientes tablas (Aurelio Hernández, 1995):

a) Velocidades ascensionales a caudal medio

Decantación primaria	Velocidad a caudal medio		
	Valor mínimo	Valor típico	Valor máximo
Decantadores circulares	1,00 m/h	1,50 m/h	2,00 m/h

Decantadores rectangulares	0,80 m/h	1,30 m/h	1,80 m/h
----------------------------	----------	----------	----------

c) Velocidades ascensionales a caudal máximo

Decantación primaria	Velocidad a caudal máximo		
	Valor mínimo	Valor típico	Valor máximo
Decantadores circulares	2,00 m/h	2,50 m/h	3,00 m/h
Decantadores rectangulares	1,80 m/h	2,20 m/h	2,60 m/h

También es importante tener en cuenta el parámetro conocido como **tiempo de retención** (t_r), el cual se define como el cociente entre el volumen del tanque de decantación y el caudal a tratar:

$$t_r (h) = \frac{V(m^3)}{Q(m^3 / h)}$$

Los valores del tiempo de retención pueden obtenerse de las siguientes tablas(Aurelio Hernández, 1995):

Decantación primaria	Velocidad a caudal medio		
	Valor mínimo	Valor típico	Valor máximo
Tiempo de retención para caudal medio	1,50 h	2,00 h	3,00 h
Tiempo de retención para caudal máximo	1,00 h	1,50 h	2,00 h

El modelo de decantador elegido es del tipo circular con una sedimentación de flujo vertical. En este tipo de decantadores los límites dimensionales son:

$$\varnothing < 40 \text{ m}$$

$$h < 4 \text{ m}$$

El procedimiento de cálculo del equipo será es siguiente:

En primer lugar hay que aplicar un nuevo Factor de Dilución al caudal máximo de 2.4, debido a que parte del caudal máximo de entrada inicial es aliviado antes de su entrada en la decantación primaria.

Partiendo del dato de caudal máximo, observamos como la velocidad ascensional debe estar comprendida entre 2-3 m/h para el caso de decantadores circulares y a caudal máximo. Por tanto, conociendo el caudal máximo y el valor de la velocidad ascensional podremos conocer el valor de la superficie de decantación. Tomaremos como valor medio de velocidad ascensional 1.5 m/h a caudal máximo.

Por otra parte el tiempo de retención debe estar comprendido entre 1-2 h para un caudal máximo, por lo que tomaremos un valor medio de 1.5 h.

Conocido el valor del caudal máximo y el tiempo de retención se obtendrá el volumen de los decantadores.

Combinando los resultados obtenidos para la superficie y el volumen, se obtendrá el valor de altura, según la expresión:

$$h(m) = \frac{V(m^3)}{S(m^2)}$$

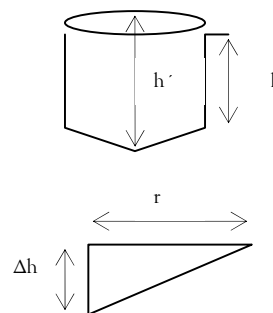
Los **datos de partida** son los siguientes:

Q max entrada a Dec. 1º: 7160.1 m³/h
 Q aliviado antes entrada a Dec 1º: 3251.66 m³/h
 nº unidades:4 (4 líneas de tratamiento)
 Rendimiento: 55%SS
 Veloc ascensional Q med:1,5 m/h
 Veloc ascensional Q max:2,5m/h
 Tiempo hidraulico de residencia a Q med:2,5 h
 Tiempo hidráulico de residencia a Q max:1,5 h
 Carga max sobre vertedero Q med< 9,5 m3/mh
 Carga max sobre vertedero Q max< 18 m3/mh

Dimensiones zona entrada:
 Relación diámetros (d1/d):0,15
 Relación entre alturas (h1/h´) : 0,5
 Inclinación fondo: 3%
 Concentración de fangos: 5%
 Tiempo hidráulico residencia pocetas: 5h (máximo)

Los **resultados obtenidos** son: (ver anexo 9)

Superficie de los decantadores : 3631.69 m²
 Volumen mínimo de los decantadores: 10895.07 m³
 Altura decantador: 3 m
 Altura recta desde el fondo: 3.51 m
 Diámetro decantador: 34 m
 Diámetro deflector entrada: 5 m
 Altura deflector de entrada: 1.75 m



Comprobación de parámetros de operación:

a) Velocidad ascensional

$$V_{asc} Q_{max} = 1,97 \approx 2 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h} \text{ ----- (2-3m/h)}$$

b) Tiempo hidraulico de residencia

$$t_{Q_{max}} = 1,52 \text{ h} \text{ -----(1-2 h)}$$

c) Carga sobre vertedero

$$C_{vert} Q_{max} = 16.76 \text{ m}^3/\text{mh} \text{ ----- (<18)}$$

Balance de sólidos en suspensión del equipo

$$Q_o = 171842.4 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$C_{sso} = 52651.53 \text{ kg/d}$$

$$[SS]_o = 0,31 \text{ kg/m}^3 \text{ ----- } 0,031 \%$$

$$Q_e = 171263.19 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$[SS]_e = 0,14 \text{ kg/m}^3 \text{ ----- } 0,014 \%$$

$$C_{sse} = 32693.19 \text{ kg/d}$$

$$Q_l = 579.17 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$[SS]_l = 50 \text{ kgSS/m}^3$$

$$C_{ssl} = 28958.34 \text{ kg/d}$$

Volumen poceta de fangos:

$$V_{\text{ poceta fango}} = \frac{Q_{\text{lodos}}}{t_{\text{ retencion en poceta}}} = 30.25 \text{ m}^3 \text{ cada unidad de decantación.}$$

4. TRATAMIENTO BIOLÓGICO POR FANGOS ACTIVOS

El fundamento del sistema de fangos activos reside en la propiedad que tiene el agua residual (una vez eliminada de la misma los sólidos sedimentables) al ser sometida durante algún tiempo a la inyección de aire, de producir la coagulación de aquellas sustancias en suspensión, que por su estado son incapaces de sedimentar solas. Esta coagulación determina su sedimentación.

El proceso consta de un reactor biológico que funciona como tanque de aireación, donde, como su nombre indica, se produce la actividad biológica de los microorganismos. A la salida del reactor biológico la mezcla de agua y fangos pasa a la decantación secundaria. El agua decantada constituye ya el efluente depurado. Los fangos sedimentados se extraen del decantador, una parte se recircula al reactor biológico como fango activo (caudal de recirculación) y el resto es retirado del sistema para su estabilización (fangos en exceso).

El proceso de cálculo seguido será el siguiente:

Inicialmente calcularemos el nuevo caudal de entrada al proceso ya que hay que aplicar un nuevo factor de dilución (1.8) al caudal de entrada, aliviando el caudal en exceso.

$$1.8 (Q_0 - Q_{LD1^0}) \longrightarrow Q_0 \gg \gg Q_{LD1^0} \longrightarrow 1.8 Q_0$$

Una vez conocido el nuevo caudal de entrada, debemos conocer cual es la DBO₅ de entrada al proceso, la cual será el 60% de la DBO₅ de entrada a la planta, ya que el 40% es eliminada en la decantación primaria.

Se deben fijar unos requisitos de salida del decantador secundario, que según la legislación vigente (Ley 91 / 271) serán:

$$DBO_5 \leq 25 \text{ mg/l}$$

$$SS \leq 20 \text{ mg / l}$$

La DBO_5 de salida es la debida a la DBO_5 soluble del afluente que escapa al tratamiento más la DBO_5 de los sólidos en suspensión del efluente, de los cuales el 80% son sólidos en suspensión volátiles y de ellos el 65% son biodegradables. El objetivo es calcular la DBO_5 soluble (s).

Para alcanzar la concentración media de proyecto, dicho valor debe ir multiplicado por un Coeficiente de Fiabilidad (CDF). Este coeficiente se obtiene a partir de la siguiente tabla, donde se relaciona el CDF en función del coeficiente de variación para lodos activos y de la fiabilidad:

Fiabilidad, %								
V_x	50	80	90	92	95	98	99	99,9
0,3	1,04	0,81	0,71	0,69	0,64	0,57	0,53	0,42
0,4	1,08	0,78	0,66	0,63	0,57	0,49	0,44	0,33
0,5	1,12	0,75	0,61	0,58	0,51	0,42	0,37	0,26
0,6	1,17	0,73	0,57	0,54	0,47	0,37	0,32	0,21
0,7	1,22	0,72	0,54	0,50	0,43	0,33	0,28	0,17
0,8	1,28	0,71	0,52	0,48	0,40	0,30	0,25	0,15
0,9	1,35	0,70	0,50	0,46	0,38	0,28	0,22	0,12
1,0	1,41	0,70	0,49	0,44	0,36	0,26	0,20	0,11
1,2	1,56	0,70	0,46	0,41	0,33	0,22	0,17	0,08
1,5	1,80	0,70	0,45	0,39	0,30	0,19	0,14	0,06

Una vez conocida “s” de trabajo, se calculará el rendimiento del proceso basado en la DBO₅ soluble (E):

$$E = \frac{S_0 - S}{S_0} \cdot 100$$

así como la eficiencia conjunta de la planta (E global):

$$E_{global} = \frac{S_0 - DBO_5_{efluente}}{S_0} \cdot 100$$

Seguidamente se calculará el volumen del reactor biológico, según la expresión:

$$V_r = \frac{\theta_c Y Q (S_0 - S)}{X (1 + k_d \theta_c)}$$

siendo:

V_r = volumen del reator (m³)

θ_c = tiempo medio de retención celular basado en el volumen del reactor (días)

Y = coeficiente de producción de microorganismos $\left(\frac{\text{masa células formadas}}{\text{masa sustrato consumido}} \right)$

k_d = coeficiente de descomposición endógena (días⁻¹)

Una vez calculado el volumen del reactor, comprobaremos el valor de la carga másica, según la expresión:

$$C_m = \frac{A}{M} = \frac{S_0 \cdot Q_0}{X \cdot V}$$

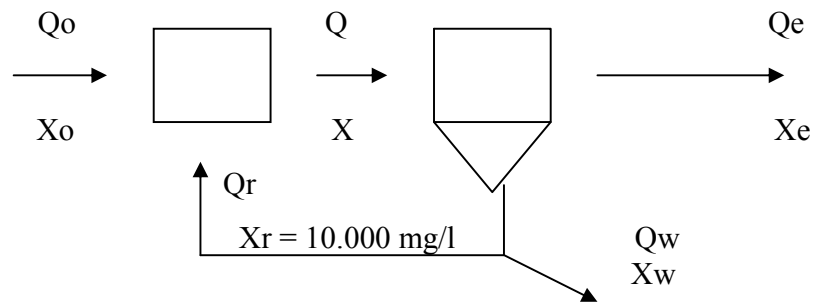
El valor obtenido debe estar comprendido entre $0.2 - 0.6 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{kg SSV} \cdot \text{d}}$.

A su vez, comprobaremos el valor del tiempo hidráulico de residencia.

$$\Theta = \frac{V}{Q_o}$$

El valor obtenido debe encontrarse entre 3 – 5 horas.

Se calculará el caudal de purga de lodos, para lo cual debemos hacer un balance de materia a los sólidos en suspensión para los límites del sistema:



Velocidad de aporte de sólidos al sistema	=	Velocidad de eliminación de sólidos en el sistema	+	Velocidad de acumulación de sólidos en el sistema
---	---	---	---	---

Velocidad de entrada de sólidos al sistema	+	Velocidad de generación de sólidos en el sistema	=	Velocidad de salida de sólidos del sistema	+	Velocidad de eliminación de sólidos del sistema	+	Velocidad de acumulación de sólidos en el sistema
--	---	--	---	--	---	---	---	---

$$Q_o \cdot SS_o + (r_g \cdot V \cdot 1.25) = (Q_e \cdot X'e + Q_w \cdot X'w) + (r_d \cdot V \cdot 1.25 + \left(\frac{dSS_o}{dt} \cdot V\right) + \left(\frac{dSS}{dt} \cdot V\right))$$

Donde:

SSo: concentración de sólidos en suspensión en el influente (Kg SS/m³)

1.25 : Factor de conversión de SSV a SS

X'w: concentración de sólidos en suspensión en la purga de lodos (KgSS/m³)

X'e: concentración de sólidos en el efluente (Kg SS/m³)

$\frac{dSSo}{dt}$: Velocidad de metabolización microbiana de los sólidos en suspensión en el influente
(KgSS/m³·d)

$\frac{dSS}{dt}$: Velocidad de acumulación de la concentración de sólidos en suspensión en el sistema
(KgSS/m³·d)

Reorganizando términos tenemos:

$$(Q_o \cdot SSo - \left(\frac{dSSo}{dt} \cdot V\right)) + (r_g \cdot V \cdot 1.25 - r_d \cdot V \cdot 1.25) = (Q_e X'e + Q_w \cdot X'w) + \left(\frac{dSS}{dt} \cdot V\right)$$

Pero sabemos que:

$$r'_g = r_g - r_d$$

Y denotamos por:

$$P_{ss} = Q_o \cdot SSo - \left(\frac{dSSo}{dt} \cdot V\right) = Q_o \cdot \gamma \cdot SSo$$

$$P_x = r'_g \cdot V \cdot 1.25 = \frac{Y \cdot Q_o \cdot (S_o - S_e)}{(1 + \theta_c \cdot K_d)} \cdot 1.25$$

Donde:

Px: producción de microorganismos en el lodo activo (KgSS/dia)

P_{ss} = carga de sólidos en suspensión no metabolizados del influente (KgSS/día)

Con lo que nos queda que:

$$P_{ss} + P_x = (Q_e \cdot X'_e + Q_w \cdot X'_w) + \left(\frac{dSS}{dt} \cdot V \right)$$

Considerando que:

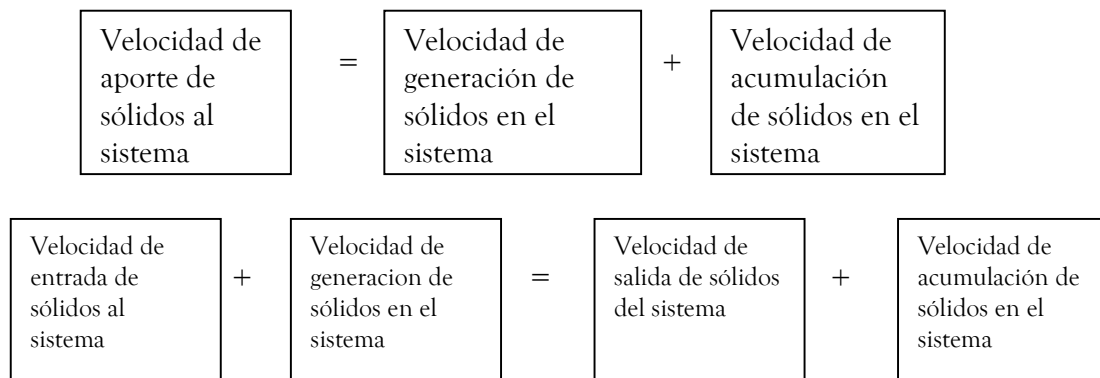
- Estamos en estado estacionario $\left(\frac{dX}{dt} = 0 \right)$ y que

$$Q_e = Q_o - Q_w$$

El caudal de lodos a purgar será de:

$$Q_w = \frac{P_{ss} + P_x Q_o \cdot X_e}{(X_w - X_e)}$$

Una vez calculado el caudal de lodos a purgar, calcularemos el caudal de recirculación de lodos, el cual se puede obtener realizando un balance de masas en el decantador:



Teniendo en cuenta las consideraciones previas:

- En el decantador no tienen lugar procesos biológicos (generación = 0)
- El sistema está en estado estacionario (acumulación = 0)
- El reactor es del tipo mezcla completa (concentración de sólidos a la salida del reactor = concentración de sólidos dentro del reactor)

Nos queda pues:

$$\boxed{\begin{array}{l} \text{Velocidad} \\ \text{entrada de} \\ \text{sólidos al} \\ \text{sistema} \end{array}} = \boxed{\begin{array}{l} \text{Velocidad de} \\ \text{salida de} \\ \text{sólidos del} \\ \text{sistema} \end{array}}$$

$$(Q_0 + Q_r) \cdot X' = Q_e \cdot X'e + Q_w \cdot X'w + Q_r \cdot X'r$$

donde:

X' = concentración de sólidos en suspensión en el licor mixto (KgSS/m³)

$X'r$ = concentración de sólidos en suspensión en la recirculación de lodos (KgSS/m³)

Despejando Q_r se obtiene

$$Q_r = \frac{Q_0 \cdot (X'e - X') + Q_w \cdot (X'w - X'e)}{X' - X'r}$$

Siendo la razón de recirculación:

Q_r/Q_0 , y debiendo estar su valor comprendido entre 0.25 y 1.

Los valores normales de diseño para los parámetros descritos anteriormente pueden ser los siguientes (Aurelio Hernández, 1995):

Variantes del Proceso		Edad del Fango (d)	Tiempo de retención (h)	Carga másica (kgDBO ₅ /d/MLSSV)	Carga volúmica (kg DBO ₅ /d/m ³)	MLSS (mg/l)
Convencional		4-12	4-8	0,2-0,4	0,32-0,64	1.500-3.500
Mezcla completa		4-12	4-8	0,2-0,6	0,8-1,8	2.500-4.000
Aireación escalonada		4-12	4-8	0,2-0,4	0,64-1,0	2.000-3.500
Contacto-estabilización	U.C	3-10	3-6	0,5-2	1,5-3	1.000-3.000
	U.E		1-3	0,2-0,6	0,8-1,2	4.000-10000
Alta carga		4-8	2-4	0,4-1	1,3-3,0	4.000-10000
Aireación prolongada		>20	16-24	0,05-0,15	0,16-0,35	3.000-6.000

Cálculo de las necesidades de Oxígeno

La DBO total consumida en el proceso de fangos activado es utilizada con dos fines:

- Obtención de energía (respiración) —————> Hay consumo de O₂
- Obtención de nuevas células —————> No hay consumo de O₂

Luego, el O₂ total consumido teóricamente será aquel que se obtiene al restar al O₂ necesario para que toda la DBO se convierta en energía la cantidad de O₂ que estaría relacionada con la nueva biomasa producida, es decir:

$$O_{2TOTAL} = \frac{(S_o - S)Q}{0,68} - P_x \cdot 0,65 \cdot 1,42$$

Nota:

- * 0,68 es el factor necesario para poder pasar de DBO₅ final a DBO_L.
- * 1,42 es el factor necesario para poder relacionar la cantidad de biomasa oxidada con el O₂ consumido para ello, según la reacción:

$$C_5H_7NO_2 + 5O_2 \xrightarrow{\text{bacterias}} 5CO_2 + 2H_2O + NH_3 + \text{energía}$$

(células)		
113	160	
1	1,42	

Las necesidades de oxígeno calculadas hasta ahora corresponden al consumo real realizado por la masa bacteriana. Estas necesidades se calculan en condiciones normalizadas y es por tanto necesario convertirlas a las condiciones reales de funcionamiento.

Condiciones normalizadas vs. Reales (Aurelio Hernández, 1995)

Condiciones	Normalizadas	Reales
Medio	Agua limpia	Licor
Temperatura	10 °C	T °C
Presión	Normal 760 mm	P
Concentración oxígeno	Nula	Cx

El paso de las condiciones normalizadas a condiciones reales, se hace mediante la aplicación de un factor de corrección denominado coeficiente de transferencia:

$$\text{Oxígeno real} = \frac{\text{Oxígeno teórico}}{K_T}$$

siendo K_T el coeficiente global de transferencia.

Este coeficiente se obtiene a su vez del producto de otros tres coeficientes:

$$K_T = K_{T1} \cdot K_{T2} \cdot K_{T3}$$

Coeficiente K_{T1}

La aportación de oxígeno es proporcional al déficit de saturación

$$K_{T1} = \frac{Cs' - Cx}{Cs}$$

Cs' = concentración de saturación en el tanque de aireación a la temperatura T .

Cx = concentración media en oxígeno en el tanque de aireación.

Se puede adoptar:

- Sin nitrificación: $Cx = 2 \text{ mg/l}$
- Con nitrificación: $Cx = 3 \text{ mg/l}$

Cs = saturación en agua clara, a temperatura T y a presión atmosférica normal.

Cs puede obtenerse a partir de la siguiente tabla (Aurelio Hernández, 1995):

Valores de Cs en función de la temperatura T

T (°C)	Cs (mg/l)	T (°C)	Cs (mg/l)
1	14,23	16	9,95
2	13,84	17	9,74
3	13,48	18	9,54
4	13,13	19	9,35
5	12,80	20	9,17
6	12,48	21	8,99
7	12,17	22	8,83
8	11,87	23	8,68
9	11,59	24	8,53
10	11,33	25	8,38
11	11,08	26	8,22
12	10,83	27	9,07
13	10,60	28	7,92
14	10,37	29	7,77
15	10,15	30	7,63

Para pasar del Cs calculado por la tabla, a Cs', hay que efectuar tres correcciones:

- a) β : Tiene en cuenta las materias en suspensión del licor y su salinidad.

En condiciones normales y hasta salinidades de 3 gr/l se podría adoptar el valor:

$$\beta = 0,98$$

- b) C_p : Tiene en cuenta las variaciones de presión debidas a la altitud. Se puede calcular mediante la fórmula:

$$C_p = 1 - 0,111 \cdot \text{Altitud (m)}/100$$

- c) C_A : Corrección que tiene en cuenta la altura del agua en el tanque de aireación.

Para determinar la concentración de saturación media:

- Con sistemas de aireación superficiales, la concentración de saturación media es la misma que en la superficie. No hay corrección, C_A en este caso es igual a 1,0.
- Con sistemas de difusión de aire, la concentración es la media entre la concentración del fondo y de la superficie, obteniéndose la siguiente ecuación:

$$C_A = \frac{10,33 + 0,28 \cdot p}{10,33}$$

siendo p la profundidad de inmersión del difusor.

El valor de C_s' será igual a:

$$C_s' = C_s \cdot \beta \cdot C_p \cdot C_A$$

Por tanto, la corrección K_{T1} , proporcional al déficit de saturación, será igual a:

$$K_{T1} = \frac{C_s' - C_x}{C_s}$$

Coeficiente K_{T2}

Este coeficiente tiene en cuenta la velocidad de disolución de oxígeno, la cual varía con la temperatura según la expresión:

$$K_{T2} = 1,024^{T-10}$$

Coeficiente K_{T3}

La velocidad de disolución de oxígeno en el agua residual también depende de:

- La concentración de sólidos en suspensión en el licor mezcla
- La calidad del agua intersticial
- La concentración en tensoactivos
- El sistema de oxigenación

La influencia de todos estos factores se expresa en un único factor K_{T3} , representado por:

$$K_{T3} = \frac{\text{Capacidad de transferencia del oxígeno en el licor del reactor}}{\text{Capacidad de transferencia del oxígeno en agua limpia}}$$

Los valores de dicho factor pueden obtenerse a partir de la siguiente tabla (Aurelio Hernández, 1995):

Sistemas de aireación	K_{T3}
Aire con burbujas finas	
• Carga media sin nitrificación	0,55
• Carga media con nitrificación	0,65
Aire con difusores estáticos	0,80
Turbinas de aireación	0,90
Aire con burbujas gruesas	0,90

El coeficiente global K_T vendrá dado por:

$$K_T = K_{T1} \cdot K_{T2} \cdot K_{T3}$$

Diseño de los aireadores

Para la aireación del tanque se utilizarán medios mecánicos de eje vertical, como son las turbinas superficiales.

El cálculo de dichas turbinas se puede llevar a cabo mediante dos procedimientos distintos (según su autor):

IMHOFF

Según este autor, el diseño de las turbinas deberá cumplir los siguientes parámetros:

$$\frac{\text{Ancho tan que}}{\text{Profundidad}} = \frac{3}{1} \quad a \quad \frac{5}{1}$$

Calado : 2,5 – 5 m

Potencia instalada : 20 – 100 $\frac{W}{m^3}$ tan que

Diámetro del rodete : 0,5 – 4,0 m

Potencia del motor : 1 – 110 Kw

Velocidad periférica del rodete : 3 – 5 m/s

Rendimiento estándar : $2 \text{ kgO}_2/\text{Kw}$

A su vez, la aportación de O₂ aumenta con el cuadrado del diámetro y con el cubo de la velocidad periférica.

METCALF

Los valores a cumplir en este otro caso son:

Calado : 1,2 – 3,6 m

Eficiencias = $1,2 - 1,8 \text{ kgO}_2/\text{Kwh}$

Energía mínima de mezcla : $13 - 26 \text{ Kw}/1000\text{m}^3 \text{ tan que}$

Decantador secundario

Los parámetros de la decantación secundaria tras un proceso de fangos activos quedan recogidos en la siguiente tabla (Aurelio Hernández, 1995):

Tipo de tratamiento	Carga de superficie (m ³ / m ² · h)		Carga de sólidos (Kg / m ² · h)	
	Qmed	Qmax	Qmed	Qmax
Sedimentación a continuación del proceso de fangos activados (excepto en la aireación prolongada)	0,678 – 1,356	1,695 – 2,035	3,90 – 5,85	9,76
Sedimentación a continuación del proceso de fangos activados con oxígeno	0,678- 1,356	1,695- 2,035	4,88- 6,83	9,76
Sedimentación a continuación del proceso de aireación prolongada	0,339- 0,678	1,442- 1,356	0,97- 4,88	6,83
Sedimentación a continuación de filtros percoladores	0,678- 1,017	1,695- 2,035	2,93- 4,88	7,81
Sedimentación a continuación de biodiscos:	0,678- 1,356	1,695- 2,034	3,90- 5,85	9,76
• Efluente secundario	0,678- 1,017	1,356- 1,695	2,93- 4,88	7,81
• Efluente nitrificado				

En cuanto a la altura recta sobre vertedero (profundidad del agua medida en los muros perimetrales en los decantadores circulares, y en el muro de salida del efluente en los decantadores rectangulares), la E.P.A. recomienda los siguientes valores:

$$3,0 \leq h \leq 5,0 \text{ m}$$

Procedimiento de cálculo

En primer lugar calcularemos el caudal máximo que entra en la decantación secundaria, siendo este:

$$Q_{\max D2} = Q_{\max} (1+r)$$

Se determinará la superficie mínima necesaria, la cual será la mayor de los valores:

$$S_1 = \frac{Q_{\max}}{C_{H \max}} \quad \text{y} \quad S_2 = \frac{Q_{SS \max}}{C_{SOL \max}}$$

Determinaremos el volumen mínimo necesario:

$$V = Q_{\max} \cdot \Theta_{\max}$$

Y de él, podremos obtener el radio unitario así como la altura unitaria, cuyo rango se encuentra entre 3 y 4.5 m.

Una vez conocidas las dimensiones del decantador, habrá que estimar el número óptimo de decantadores con el fin de que su tamaño no sea excesivo. Para ello utilizamos la siguiente tabla (Sastre & Bueno, 1997):

Criterios de operación de decantadores secundarios

Parámetro	Intervalo de valor
Tiempo de residencia (h)	1,0 – 2,5
Carga hidráulica (m ³ /m ² h)	0,5 – 3,0
Carga de sólidos (kg/m ² h)	0,8 – 10
Carga de vertedero (m ³ /ml*h)	5 – 20
Dimensiones máximas	
Anchura-longitud	25 x 80
Diámetro	50
Altura	2 – 5

Cálculos

En este punto del proceso es necesario volver a aplicar un nuevo Factor de Dilución al caudal máximo de entrada al equipo (1.8), ya que parte del caudal procedente de la decantación 1ª es aliviado.

$$\text{DBO}_5 \text{ (entrada al biológico)} = 236 (1 - 0,40) = 138,46 \text{ mgO}_2/\text{l}$$

El caudal de entrada al reactor biológico será:

$$\text{Nuevo Caudal de entrada al proceso: } 5370,05 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 128786,16 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

$$\text{Caudal aliviado: } 1790,05 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

➤ DBO₅ a la salida del proceso

DBO₅ debida a los sólidos en suspensión =

$$20 \left(\frac{mg}{l} \right) \cdot (0,8) \cdot (0,65) \cdot (1,42) \left(\frac{mgO_2 \text{ consumido}}{mg \text{ células oxidadas}} \right) \cdot (0,68) = 10,04 \frac{mgO_2}{l}$$

DBO₅ del efluente = DBO₅ soluble del afluente que escapa al tratamiento +
DBO₅ debida a los sólidos suspendidos del efluente

$$25 \left(\frac{mgO_2}{l} \right) = s + 10,04 \left(\frac{mgO_2}{l} \right) \Rightarrow s \approx 15 \frac{mgO_2}{l}$$

Suponiendo un coeficiente de variación, V_x = 0,7 y una fiabilidad del 90%, se obtiene un Coeficiente de Fiabilidad, CDF = 0,54

$$15 \left(\frac{mgO_2}{l} \right) \cdot CDF = 15 \cdot 0,54 = 8,1 \frac{mgO_2}{l} \quad \boxed{s = 8,1 \frac{mgO_2}{l}}$$

➤ Rendimiento del proceso (basado en la DBO₅ soluble):

$$E = \frac{S_0 - S}{S_0} \cdot 100 = \frac{138,46 - 8,1}{138,46} \cdot 100 = 94,15\%$$

➤ Eficiencia conjunta de la planta:

$$E_{\text{global}} = \frac{s_0 - s(\text{efluente})}{s_0} \cdot 100 = \frac{138,46 - 25}{138,46} = 81,94\%$$

➤ Cálculo del reactor biológico:

Datos iniciales

$$\theta_c = 10 \text{ días}$$

$$Y = 0,65 \frac{\text{g.células formadas}}{\text{g.sustrato consumido}}$$

$$X = 3.000 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

$$K_d = 0,15 \text{ d}^{-1}$$

$$X_w = 10.000 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

1) El volumen del reactor será:

$$V_r = \frac{128786 \cdot 0,65 \cdot 10 \cdot (138,46 - 8,1)}{3.000 \cdot (1 + 10 \cdot 0,15)} = 14550,09 \text{ m}^3$$

2) Carga másica:

$$C_m = \frac{138,46 \cdot 128786,16}{3000 \cdot 14550,09} = 0,41 \frac{\text{kgDBO}_5}{\text{kgSSV} \cdot \text{d}}$$

El valor se encuentra comprendido entre los valores recomendados de 0.2-0.6

$$\frac{\text{kgDBO}_5}{\text{kgSSV} \cdot \text{d}}$$

3) Tiempo hidráulico de residencia:

$$\Theta = \frac{V}{Q_o} = \frac{14550,09}{128786,16/24} = 2,71 \text{ h}$$

El valor se encuentra comprendido entre los valores recomendados de 3-5 horas.

4) Del balance de materia al sistema obtenemos:

$$P_{ss} = 128786.16 \cdot 0.5 \cdot 140 \cdot 10^{-3} = 9015.03 \text{ KgSS/d}$$

$$P_x = \frac{0.65 \cdot 128786.16 \cdot (138.46 - 8.1)}{(1 + 10 \cdot 0.15)} \cdot 1.25 \cdot 10^{-3} = 5456.28 \text{ kgSS/d}$$

5) Caudal de lodos a purgar diariamente:

$$Q_w = \frac{9015.03 + 5456.28 - 128786.16 \cdot 20 \cdot 10^{-3}}{10000 \cdot 10^{-3} - 20 \cdot 10^{-3}} = 1191.84 \frac{m^3}{d}$$

6) Cantidad de lodos a purgar:

$$P_w = 1191.84 \cdot 10000 \cdot 10^{-3} = 11918.43 \text{ kgSS/d}$$

7) Caudal de lodos a recircular

$$Q_r = \frac{128786.16 \cdot (20 - 3750) + 1191.84 \cdot (10000 - 20)}{3750 - 10000} = 74956.29 \frac{m^3}{d}$$

Siendo la razón de recirculación:

$$\frac{Q_r}{Q_o} = \frac{74956.29}{128786.16} = 0.58$$

encontrándose este valor comprendido entre los valores recomendados 0.25-1.

➤ Cálculo de las necesidades de oxígeno

O₂ teórico requerido =

$$\frac{(138,46 - 8,1) \cdot 128786.16}{0,68 \cdot 1000} - 5456.28 \cdot 0,65 \cdot 1,42 = 19652.92 \frac{kgO_2}{día}$$

$$O_2 \text{ real} = \frac{O_2 \text{ teórico}}{K_T}$$

$$K_{T1}$$

$$K_{T1} = \frac{C's - Cx}{Cs}$$

$Cx = 2$, ya que no existe nitrificación

Para una temperatura de $15^\circ\text{C} \implies Cs = 10,15 \text{ mg/l}$ (según tabla)

a) $\beta = 0,98$

b) Como la estación depuradora está situada al nivel del mar la altitud será 0.

Luego $Cp = 1$

c) El sistema de aireación serán turbinas superficiales, lo cual conlleva que el factor de corrección Ca sea igual a 1.

$$C's = Cs \cdot \beta \cdot Cp \cdot Ca = 10,15 \cdot 0,98 \cdot 1 \cdot 1 = 9,95$$

$$K_{T1} = \frac{9,95 - 2}{10,15} = 0,78$$

$$K_{T2}$$

$$K_{T2} = 1,024^{15-10} = 1,024^5 = 1,126$$

$$K_{T3}$$

$K_{T3} = 0,90$ (para turbinas superficiales, según tabla)

$$K_T = K_{T1} \cdot K_{T2} \cdot K_{T3} = 0,78 \cdot 1,126 \cdot 0,90 = 0,79 \quad \Rightarrow \quad K_T = 0,79$$

$$O_2 \text{ real} = \frac{19652.92}{0,79} = 24877.11 \frac{\text{kg}O_2}{\text{día}}$$

➤ Diseño de los aireadores

Se seguirá el procedimiento descrito por Imhoff, aunque los resultados obtenidos serán comparados con los del procedimiento de Metcalf (*Ver anexo 10*).

$$\text{Potencia} = \frac{\text{Necesidad}O_2}{\text{Rendimiento}} = \frac{24877.11 \left(\frac{\text{kg}O_2}{\text{día}} \right)}{2 \left(\frac{\text{kg}O_2}{\text{Kw} \cdot \text{h}} \right) \cdot 24 \left(\frac{\text{h}}{\text{día}} \right)} = 518.27 \text{ Kw}$$

1 C.V. = 0,75 Kw

$$518.27(\text{Kw}) \cdot \frac{1\text{C.V.}}{0,75\text{Kw}} = 691.03 \text{ C.V.}$$

Tomando una profundidad de 3,5 m, una relación ancho-profundidad $\frac{4,5}{1}$, obtendremos un ancho de 15.75 m.

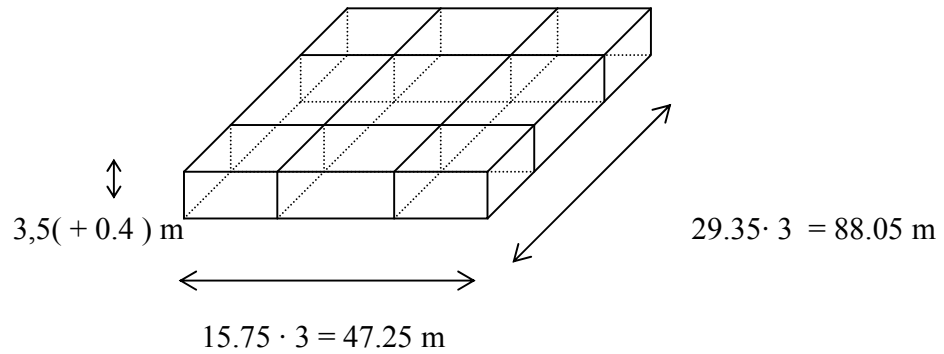
$$\text{Volumen} = 14550.09 \text{ m}^3 \longrightarrow 3,5 \cdot 15.75 \cdot L = 14550.09$$

$$L = \frac{14550.09}{3,5 \cdot 15.75} = 263.95 \text{ m}$$

Dividiendo el resultado entre 9 tanques :

$$\frac{263.95}{9} = 29.32m \approx 29.35m$$

Agrupando los tanques los tanques 3 a 3, tenemos:



La potencia unitaria instalada será:

$$\frac{P}{V} = \frac{518.27(Kw)}{9 \text{ (tanques)}} = 57.59 \frac{Kw}{\text{tanque}}$$

Decantador secundario

1) Caudal máximo que entra en el decantador secundario:

$$Q \max_{D2^\circ} = Q_0 + (1+0.58) = 128786.16 (1+0.58) = 203482.13 \text{ m}^3/\text{d} = 5489.27 \text{ m}^3/\text{h}$$

2) Superficie mínima necesaria

$$S_1 = \frac{848927}{1.865} = 4551.89 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{203742.45 \cdot 3.750}{9.76 \cdot 24} = 3269.59 \text{ m}^2$$

De las dos superficies obtenidas, seleccionamos la mayor de ellas, esto es 4551.89 m².

3) Volumen mínimo necesario

$$V = 8489.27 \cdot 2 = 16978.53 \text{ m}^3$$

4) Radio unitario (4 unidades)

$$r = \sqrt{\frac{4551.89/4}{\pi}} = 19.03 \text{ m}$$

5) Altura unitaria

$$h = \frac{16978.53/4}{\pi(19.03)^2} = 3.73 \text{ m}$$

5. ESPESADORES

Realizaremos un espesamiento por gravedad a los fangos procedentes de la decantación primaria, así como un espesamiento por flotación a aquellos procedentes de la decantación secundaria.

Espesamiento por gravedad

La cantidad de sólidos en suspensión totales que salen como fangos del decantador primario es 28958.34 kgSST/día.

Si tenemos en cuenta que el 65% de dichos sólidos son sólidos volátiles, la cantidad de sólidos volátiles es $0,65 \cdot 28958.34 = 18882.92$ KgSSV/día

La concentración de purga se fija en un 3% (lo que es igual a 30 kg/m³).

Parámetros de diseño (Aurelio Hernández, 1995)

- Carga de sólidos: $90 - 130 \left(\frac{\text{KgSST}}{\text{m}^2 \cdot \text{día}} \right)$
- Carga hidráulica $\leq 1,40 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} \right)$
- Altura del espesador: 2,5 – 3 m
- Tiempo de retención ≥ 24 h
- Concentración del fango espesado: 4 – 10 % (40 – 100 kg/m³)
- Tiempo de operación del bombeo de fangos (T_{BF1}): 8 h/día

Procedimiento de cálculo

En primer lugar se calculará el área del espesador. Para ello se fijará la carga de sólidos en $110 \text{ Kg}/\text{m}^2 \cdot \text{día}$.

A partir del área obtenida, se debe comprobar que el valor de la carga hidráulica, la cual como ya hemos visto debe ser menor de $1,40 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}$. A su vez, también se calculará el caudal de bombeo de fangos (Q_{BF1}).

Por otra parte, fijando el tiempo de retención en 24 horas, y con los valores de concentración de purga y cantidad de SST, se calculará el volumen que deberá tener el espesador, así como la altura y el radio del equipo.

Cálculos

➤ El área del espesador será:

$$A = \frac{F_1 SST \left(\frac{\text{Kg}}{\text{día}} \right)}{C_{sol} \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{día}} \right)} = \frac{28958.34}{110} = 263.26 \text{ m}^2$$

➤ Comprobación de la carga hidráulica

Para ello en primer lugar debemos calcular el caudal de bombeo.

$$Q_{BF1} = 28958.34 \left(\frac{\text{KgSST}}{\text{día}} \right) \cdot \frac{1}{30} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{KgSST}} \right) = 965.28 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

teniendo en cuenta que el tiempo de bombeo de fangos es de 8 horas al día:

$$965.28 \left(\frac{m^3}{día} \right) \cdot \frac{1}{8} \left(\frac{día}{h} \right) = 120.66 \frac{m^3}{h}$$

Por tanto la carga hidráulica será:

$$C_H = \frac{120.66 \left(\frac{m^3}{h} \right)}{263.26 (m^2)} = 0.458 \frac{m^3}{h \cdot m^2} < 1.40 \frac{m^3}{h \cdot m^2}$$

Como se puede observar, el valor de la carga hidráulica es inferior al valor fijado anteriormente.

➤ Cálculo del volumen

$$V_{EG} = \frac{F_{1SST} \left(\frac{KgSST}{día} \right) \cdot \left(\frac{1día}{24h} \right) \cdot t_r (h)}{C_{F1} \left(\frac{KgSST}{m^3} \right)} = \frac{28958.34 \cdot 24}{30 \cdot 24} = 965.28 \text{ m}^3$$

➤ Cálculo del radio

$$A = \pi \cdot R^2 \quad \Longrightarrow \quad R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{263.26}{\pi}} = 9.15 \text{ m}$$

➤ Cálculo de la altura

$$h = \frac{V(m^3)}{A(m^2)} = \frac{965.28}{263.26} = 3.66 \text{ m}$$

El espesador presentaría un diámetro de 18,3 m, el cual sería admisible, ya que el diámetro máximo se sitúa en 40 m según los autores Sastre & Bueno (1997).

Vemos que la altura obtenida es excesiva, ya que debe estar comprendida entre 2,5 y 3 m. Sin embargo existen otras publicaciones en las que el intervalo de alturas se sitúa entre 3 – 4 m.(Sastre & Bueno, 1997), siendo el valor máximo recomendado es 3,5 m.

Debido a sus elevadas dimensiones del equipo, y una posible solución en caso de que el equipo fallara, se instalarán dos espesadores por gravedad.

$$F_{1SST} = \frac{28958.34}{2} = 14479.17 \frac{KgSST}{m^2 \cdot día}$$

➤ Cálculo del área unitaria

$$A = \frac{14479.17}{110} = 131,63 \text{ m}^2$$

➤ Comprobación de la nueva carga hidráulica

$$Q_{BF1} = 14479.17 \left(\frac{KgSST}{día} \right) \cdot \frac{1}{30} \left(\frac{m^3}{KgSST} \right) = 482.64 \frac{m^3}{día}$$

$$482.64 \left(\frac{m^3}{día} \right) \cdot \frac{1}{8} \left(\frac{día}{h} \right) = 60.33 \frac{m^3}{h}$$

$$C_H = \frac{60.33 \left(\frac{m^3}{h} \right)}{131.63(m^2)} = 0,46 \frac{m^3}{h \cdot m^2} < 1,40 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}$$

➤ Cálculo de volumen

$$V_{EG} = \frac{14479.17 \cdot 24}{30 \cdot 24} = 482.64 m^3$$

➤ Cálculo de la altura

$$h = \frac{482.64}{131.63} = 3,66 m$$

➤ Cálculo del radio

$$R = \sqrt{\frac{131.63}{\pi}} = 6.47 \text{ m}$$

Resumen de los datos obtenidos

Número de unidades: 2

$$C_{SOL} = 110 \frac{KgSST}{m^2 \cdot día}$$

$$C_H = 0,46 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}$$

$$V_{EG} \text{ unitario} = 482.64 m^3$$

$$h = 3,66 \text{ m}$$

$$\text{Área unitaria} = 131,63 m^2$$

Espesamiento por flotación

Los fangos purgados de la recirculación del decantador secundario, es decir, los fangos biológicos producidos en el proceso de fangos activos será concentrado en un espesador por flotación.

La cantidad de fangos que entrará en el espesador será $P_x = 11919.43 \text{ KgSST} / \text{ día}$, cuya concentración de entrada es 10.000 mg/l. (lo que es igual a 1%).

Parámetros de diseño (Sastre & Bueno, 1997)

- Relación óptima Aire / Sólidos = $0,004 \frac{\text{KgAire}}{\text{KgSST}}$
- Presión del sistema de recirculación = 290 KPa
- Fracción de saturación (f) = 0,5
- Carga de superficie (hidráulica) = $3 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}$
- Temperatura = 15 °C
- Carga de sólidos < $120 \frac{\text{KgSST}}{\text{m}^2 \cdot \text{día}}$
- Valores máximos $\left\{ \begin{array}{l} \text{Diámetro} = 8 \text{ m} \\ \text{Altura} = 1,5 - 2,5 \text{ m} \\ T_R = 20 - 80 \text{ min} \end{array} \right.$

Procedimiento de cálculo

El rendimiento del sistema de flotación con aire disuelto depende principalmente de la relación entre el aire aplicado y los sólidos existentes, relación que viene dada por (Sastre & Bueno, 1997):

$$\frac{A}{S} = \frac{1,3 \cdot s_a \cdot (fP - 1)R}{S_a \cdot Q}$$

siendo:

A/S = relación aire-sólido (ml aire/ mg sólidos)

S_a = concentración de sólidos en el fango

P = presión absoluta (atm) $\implies \frac{p + 101,35}{101,35}$

P = presión manométrica (kPa)

S_a = solubilidad del aire (ml/l)

R = caudal de recirculación presurizada (m³/día)

Q = caudal de líquido mezcla (m³/día)

En dicha ecuación es necesario conocer el valor de la presión absoluta, pero sin embargo, sólo podemos medir la presión manométrica. Por tanto debemos corregir dicha presión mediante la expresión:

$$P = \frac{p + 101,35}{101,35}$$

La variación de la solubilidad del aire según la temperatura queda recogida en la siguiente tabla (Sastre & Bueno, 1997):

Temperatura (°C)	s_a (cm ³ /l)
0	28,8
10	23,5

20	20,1
30	17,9

Así pues, se calculará el caudal a recircular, el área, el tiempo de residencia, altura y se comprobará la carga de sólidos, adoptando así el número de unidades necesarias para que los valores no superen los máximos permitidos.

Calderín de presurización

Independientemente del número de espesadores que sean necesarios, sólo se dispondrá de 1 calderín, donde se presurizará el efluente recirculado y la salida del mismo será dividida en tantas líneas como espesadores haya.

Se calculará el volumen y el radio del calderín adoptando una altura y una presión de trabajo predeterminadas.

Cálculos

$$Q_{FB2} = \frac{11919.43 \left(\frac{KgSST}{día} \right)}{10 \left(\frac{KgSST}{m^3} \right)} = 1191.94 \frac{m^3}{día}$$

Solubilidad del aire a 15 °C:

$$\left. \begin{array}{l} 20-10 (°C) \longrightarrow 20,1 - 23,5 (cm^3/l) \\ 20-15 (°C) \longrightarrow x \end{array} \right\} \begin{array}{l} x = -1,7 (cm^3/l) \\ 20,1 - s_a = -1,7 \\ s_a = 21,8 cm^3/l \end{array}$$

Presión absoluta:

$$P = \frac{290 + 101,35}{101,35} = 3,86 \text{ atm}$$

➤ Caudal y relación de recirculación

$$0,004 = \frac{1,3 \cdot 21,8 \left(\frac{mg}{l} \right) \cdot 0,5 \cdot 3,86(atm) - 1)R}{1191,94 \left(\frac{m^3}{día} \right) \cdot 10.000 \left(\frac{mg}{l} \right)}$$

$$R = 1808,98 \frac{m^3}{día}$$

$$\frac{Q_R}{Q} = \frac{1808,98}{1191,94} \cdot 100 = 151 \approx 150\%$$

➤ Superficie necesaria

$$A = \frac{Q_T \left(\frac{m^3}{día} \right)}{C_H \left(\frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right) \cdot 8 \left(\frac{h}{día} \right)} = \frac{2,5 \cdot 1191,94}{3 \cdot 8} = 124,16 \text{ m}^2$$

Por tanto su radio será:

$$R = \sqrt{\frac{A}{\Pi}} = \sqrt{\frac{124,16}{\pi}} = 6,28 \rightarrow \phi = 12,56 \text{ m} > 8 \text{ m}$$

El diámetro del espesador debe ser menor de 8 metros, por tanto, en vez de variar los parámetros de diseño, optamos por instalar 2 espesadores por flotación.

2 espesadores

$$\frac{P_x}{2} = \frac{11919.43}{2} = 5959.72 \frac{KgSST}{día}$$

$$Q_{BF2} = 5959.72 \left(\frac{KgSST}{día} \right) \cdot \frac{1}{10} \left(\frac{m^3}{KgSST} \right) = 595.97 \frac{m^3}{día}$$

➤ Nuevo caudal de recirculación

$$0,004 = \frac{1,3 \cdot 21,8 \cdot (0,5 \cdot 3,86 - 1)R}{595.97 \cdot 10.000} \Rightarrow R = 904,49 \frac{m^3}{día}$$

$$\frac{Q_R}{Q} = \frac{904.49}{595.97} \cdot 100 \approx 150\%$$

➤ Nueva superficie

$$A = \frac{2,5 \cdot 595.97}{3 \cdot 8} = 62,08 m^2$$

El nuevo radio será:

$$R = \sqrt{\frac{62.08}{\pi}} = 4,45 m$$

Adoptando una altura de 2 m, valor medio entre las 2 alturas permitidas, podemos calcular el volumen del espesador y a partir de éste su tiempo de residencia.

➤ Volumen

$$V = A \text{ (m}^2\text{)} \cdot h \text{ (m)} = 62.08 \cdot 2 = 124.16 \text{ m}^3$$

➤ T_R

$$T_R = \frac{V_{EG} \text{ (m}^3\text{)}}{C_H \left(\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} \right) \cdot A \text{ (m}^2\text{)}} = \frac{124.16}{3 \cdot 62.08} = 0,67 \text{ h} \Rightarrow \cong 40 \text{ m (20 min < 40 min < 80 min)}$$

➤ Comprobación de la carga de sólidos

$$C_{sol} = \frac{F_x \left(\frac{\text{KgSST}}{\text{día}} \right)}{A \text{ (m}^2\text{)}} = \frac{5959.72}{62.08} = 96 \frac{\text{KgSST}}{\text{m}^2 \cdot \text{día}} < 120 \frac{\text{KgSST}}{\text{día}}$$

Calderín de presurización

Adoptaremos un tiempo de retención de 1,5 min sobre el caudal de recirculación.

➤ Volumen

$$V_c = Q_r \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right) \cdot 1.5 \text{ (min)} \cdot \frac{1}{60} \left(\frac{\text{h}}{\text{min}} \right) \cdot \frac{1}{8} \left(\frac{\text{día}}{\text{h}} \right) = 904,49 \cdot 1,5 \cdot \frac{1}{60} \cdot \frac{1}{8} = 5.65 \text{ m}^3$$

➤ Área

Suponiendo una altura en el calderín de 1,5 m:

$$A = \frac{V(m^3)}{h(m)} = \frac{5.65}{1,5} = 3.77 \text{ m}^2$$

$$R = \sqrt{\frac{3.77}{\pi}} = 1.1 \text{ m} \Rightarrow \phi = 2.2 \text{ m}$$

El intervalo de presiones máximas se sitúa entre 3 – 6 bar.

Nuestra presión de trabajo es de $4,5 \text{ kg/cm}^2$

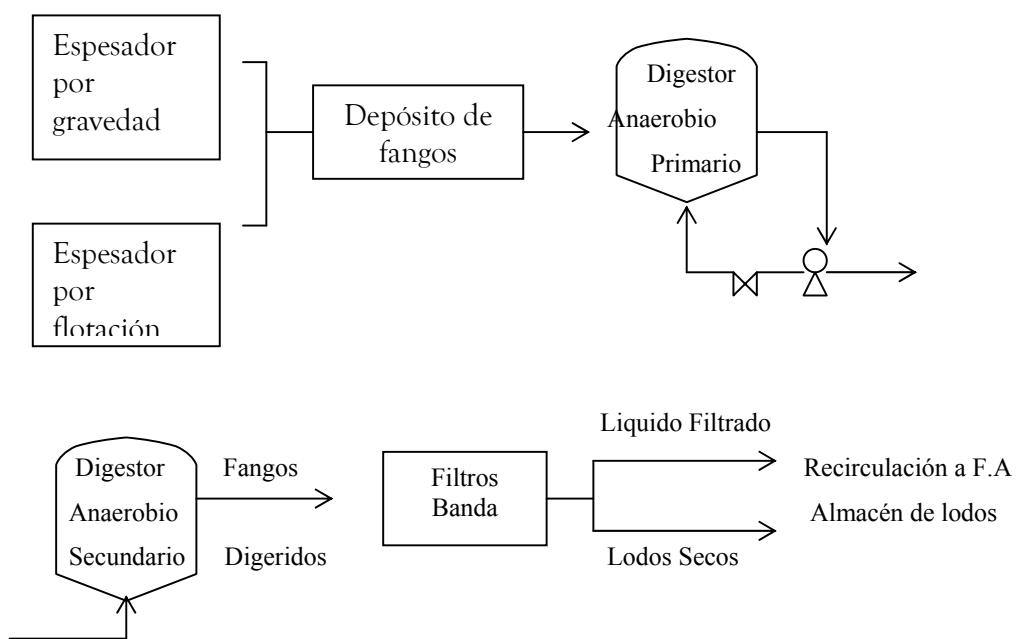
$$4,5 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 0,981 \left(\frac{\text{bar}}{\text{kg/cm}^2} \right) = 4,41 \text{ bar}$$

6. DIGESTIÓN ANAEROBIA DE FANGOS

- Fangos procedentes de la decantación primaria
 - Rendimiento de la captura de sólidos en el espesador por gravedad : 90 %
 - Concentración de los sólidos del espesador por gravedad = 4 – 10
Valor típico: 6 (60 kg/m³)
 - $F_1 \text{ (SST)} = 28958.34 \frac{\text{KgSST}}{\text{día}}$
 - $F_1 \text{ (SSV)} = 0,65 \cdot 28958.34 = 18822.92 \frac{\text{KgSSV}}{\text{día}}$

- Fangos biológicos en exceso
 - Rendimiento de captura de sólidos del flotador : 90 %
 - Concentración de los sólidos espesados por flotación: 40 kg/m³
 - $P_x \text{ (F}_2 \text{ SST)} = 11919.43 \frac{\text{KgSST}}{\text{día}}$
 - $F_2 \text{ (SSV)} = 0,8 \cdot 11919.43 = 9535.54 \frac{\text{KgSSV}}{\text{día}}$

ESQUEMA DEL TIPO DE INSTALACIÓN



Procedimiento de cálculo

En primer lugar hay que calcular la cantidad de sólidos fijos que entrarán en la digestión anaerobia, ya que a la hora de calcular la reducción de SSV se parte de la hipótesis de que el contenido en sólidos fijos (inorgánicos) en el fango tiene carácter conservativo, es decir, la cantidad de sólidos fijos que entra en el digestor es igual a la cantidad que sale.

Por otra parte, no todos los SST salen formando parte del fango digerido, ya que el sobrenadante evacuado contiene (Metcalf & Eddy, 1995):

$$DBO_5 = 4.000 \text{ mg/l}$$

$$SST = 6.000 \text{ mg/l} \left(6 \frac{\text{KgSST}}{\text{m}^3} \right)$$

Para calcular el caudal de sobrenadante y de lodos digeridos se harán 2 balances, uno de masa y otro de caudal, al sistema de digestión.

Balance de caudal

$$Q_s = Q_{SB} + Q_L$$

Q_s : Caudal de salida

Q_{SB} : Caudal de sobrenadante

Q_L : Caudal de lodos

Balance de masa

$$Q_s [SS]_s = Q_{SB} [SS]_{SB} + Q_L [SS]_L$$

$[SS]_s$: Concentración en sólidos en suspensión del caudal de salida

$[SS]_{SB}$: Concentración en sólidos en suspensión del caudal de sobrenadante

$[SS]_L$: Concentración del caudal de lodos

Las incógnitas serán Q_{SB} y Q_L , ya que Q_s podemos calcularlo.

Condiciones de funcionamiento (Metcalf & Eddy, 1995)

Reducción de SSV requerida: 40 %

Digestor primario → Agitado (mezcla completa)

Digestor secundario → Sin agitar

Temperatura de digestión: 35 °C (Rango mesofílico 30 – 38 °C)

Temperatura del digestor secundario: Tª ambiente

Tiempo de bombeo de fangos: 8 h/día

Dimensiones de diseño $\left\{ \begin{array}{l} 6 < \varnothing < 38 \text{ m} \\ h \geq 7,5 \text{ m} \end{array} \right.$

Parámetros de diseño para un digestor en doble etapa (Aurelio Hernández, 1995)

Parámetros de diseño	Digestor 1º	Digestor 2º
Tiempo de retención (días)	10 - 15	5 - 8
Carga de sólidos $\left(\frac{KgSSV}{m^3 \text{ día}} \right)$	1,6 – 4,8	

Cálculos preliminares

➤ % sólidos volátiles enviados a digestión

$$\text{Total fangos orgánicos} = (28958.34 \cdot 0,9) + (9535.54 \cdot 0,9) = 25522.62 \frac{\text{KgSSV}}{\text{día}}$$

$$\text{Total fangos inorgánicos} = [(28958.34 - 18822.92) + (11919.43 - 9535.54)] \cdot 0,9 = 11267.38 \frac{\text{KgSSFijos}}{\text{día}}$$

$$\% \text{ SSV} = \frac{25522.62}{25522.62 + 11267.38} \cdot 100 = 69.37\%$$

➤ DBO₅ en el fango primario (≈ 40 % de la DBO₅ de entrada)

$$\text{DBO}_5 (F_1) = 236 \cdot 0,40 = 94,4 \frac{\text{mgO}_2}{\text{l}}$$

➤ Cálculo de salida de entrada al digestor

Caudal procedente del espesador por gravedad =

$$28958.34 \left(\frac{\text{KgSST}}{\text{día}} \right) \cdot 0,9 \cdot \frac{1}{60} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{KgSST}} \right) = 434,38 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Caudal procedente del espesador por flotación =

$$11919,43 \left(\frac{\text{KgSST}}{\text{día}} \right) \cdot 0,9 \cdot \frac{1}{40} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{KgSST}} \right) = 268,19 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

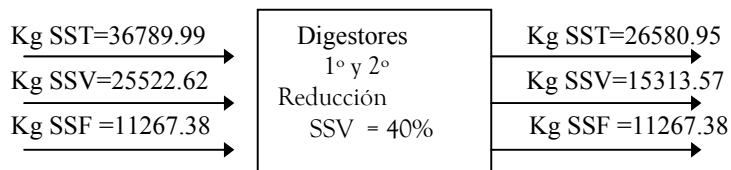
$$Q_{\text{SALIDA ENTRADA}} = 434.38 + 268.19 = 702,56 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

➤ Balances al digestor

$$702.56 = Q_{\text{SB}} + Q_{\text{L}}$$

$$702.56 []_s = Q_{SB} []_{SB} + Q_L []_L$$

Concentración de salida del digestor:



$$[]_s = \frac{26580.95}{702.56} = 37.83 \frac{KgSST}{m^3}$$

Por tanto tenemos 2 ecuaciones con 2 incógnitas:

$$702.56 = Q_{SB} + Q_L$$

$$702.56 \cdot 37.83 = Q_{SB} []_{SB} + Q_L []_L$$

$$Q_L = 702.56 - Q_{SB}$$

$$26577.84 = Q_{SB} \cdot 6 + (702.56 - Q_{SB}) \cdot 50 = 6 \cdot Q_{SB} - 50 Q_{SB} + 35128 = -44 Q_{SB} + 35128$$

$$Q_{SB} = \frac{26577.84 - 35128}{-44} = 194.25 \frac{m^3}{día}$$

$$Q_L = 802.56 - 194.25 = 508.30 \frac{m^3}{día}$$

➤ Tiempo de retención

Digestor 1º : 10 – 15 días \Rightarrow Tomamos 15 días

Digestor 2º : 5 – 8 días \Rightarrow Tomamos 8 días

Por tanto el tiempo de retención total será de 23 días.

➤ Volumen del reactor

- Volumen útil necesario para el digestor primario

$$V_{D1} = Q \text{ ent. (m}^3/\text{día)} \cdot T_R \text{ (días)} = 702.56 \cdot 15 = 10538,43 \text{ m}^3$$

- Volumen útil del digestor secundario

$$Q \text{ ent. (m}^3/\text{día)} \cdot T_R \text{ (días)} = 702.56 \cdot 8 = 5620,5 \text{ m}^3$$

➤ Comprobación de la carga de sólidos

$$C_{SSV(D1^\circ)} = \frac{\left(\frac{KgSSV}{día} \right)_{ENT.}}{V_{D1^\circ} (m^3)} = \frac{2522.62}{10538.43} = 2,52 \frac{KgSSV}{día \cdot m^3} \quad (1,6 < 2,52 < 4,8 \frac{KgSSV}{día \cdot m^3})$$

Debido al gran volumen de digestión, optaremos por instalar dos unidades de digestión primaria y dos de digestión secundaria.

Digestión 1ª

Fijamos un diámetro de 25 m.

$$\frac{V_{D1^\circ}}{2} = \frac{10538,43}{2} = 5269,22m^3$$

$$A = \pi R^2 = \pi \cdot \left(\frac{25}{2}\right)^2 = 490.87 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{V(m^3)}{A(m^2)} = \frac{5269.22}{490.87} = 10.73 \text{ m}$$

Digestión 2ª

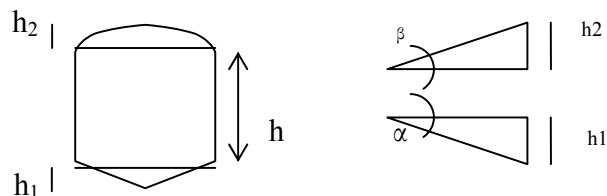
Fijamos un diámetro de 20 m.

$$\frac{V_{D2^\circ}}{2} = \frac{5620,5}{2} = 2810,25m^3$$

$$A = \pi R^2 = \pi \cdot \left(\frac{20}{2}\right)^2 = 314 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{V(m^3)}{A(m^2)} = \frac{2810.25}{314} = 8.95 \text{ m}$$

➤ Cálculo de la altura inclinada en la parte superior e inferior



Según los autores Metcalf & hedi, se deben guardar las siguientes relaciones:

$$h_{\text{cubierta}} = h_2 = R \cdot \operatorname{tg} \beta, \text{ siendo } \beta = 10\text{-}15^\circ (12^\circ)$$

$$h_{\text{solera}} = h_1 = R \cdot \operatorname{tg} \alpha, \text{ siendo } \alpha = 5^\circ$$

Digestor 1° (2 unidades)

$$h_1 = 12.5 \operatorname{tg} 5^\circ = 1.09 \text{ m}$$

$$h_2 = 12.5 \operatorname{tg} 12^\circ = 2.66 \text{ m}$$

Digestor 2° (2 unidades)

$$h_1 = 10 \operatorname{tg} 5^\circ = 0.87 \text{ m}$$

$$h_2 = 10 \operatorname{tg} 12^\circ = 2.12 \text{ m}$$

Dimensiones unitarias conseguidas

- Digestor 1°

Nº unidades: 2

Diámetro: 25 m

h: 10.73 m

$h_1 = 1.09 \text{ m}$

$h_2 = 2,66 \text{ m}$

- Digestor 2°

Nº unidades: 2

Diámetro: 20 m

h: 8.95 m

$h_1 = 0,87 \text{ m}$

$h_2 = 2.12 \text{ m}$

Producción de gas

La producción de metano será de 1 – 1,25 m³ biogas / kg SSV eliminado

$$V_{\text{biogas}} \left(\frac{m^3}{\text{día}} \right) = 1 \left(\frac{m^3 CH_4}{KgSSVe\text{ eliminado}} \right) \cdot 10209.05 \text{ kgSSVe eliminado} = 10209.05 \text{ m}^3 \text{ biogas/día}$$

Calefacción del digestor

Los fangos serán calentados en un intercambiador de calor del tipo tubo-carcasa, circulando el fango por los tubos y el agua caliente por carcasa.

Calcularemos el calor necesario para calentar los fangos hasta la temperatura adecuada para la digestión.

También se calcularán las pérdidas de calor que se producen a través de las superficies en contacto con el exterior, por lo tanto, se calculará un nuevo calor necesario para poder calentar los fangos y compensar las pérdidas.

A partir de éste se conocerán las temperaturas de entrada y de salida tanto del fango como del agua, así como el área necesaria para que se produzca el intercambio.

El biogás producido será aprovechado para poder aportar el calor necesario mediante el uso de una unidad de cogeneración. Sin embargo, es posible que sea necesaria una aportación de gasoil para conseguir todo el aporte energético necesario.

Datos iniciales

Caudal fangos a la entrada: $702.56 \frac{m^3}{\text{día}}$

Dimensiones

Diámetro: 25 m

h: 10.73 m

$h_1 = 1.09$ m

$h_2 = 2,66$ m

Temperaturas

Tª ambiente: 10 °C

Tª digestión: 35 °C

Tª suelo: 15 °C

Tª terreno junto a la pared: 12 °C

Tª fango crudo: 15 °C

Tª salida del agua: 15 °C

Coefficientes de transferencia de calor (Metcalf & Eddy, 1995)

Suelo seco terraplenado $\Rightarrow U = 0,68 \frac{W}{m^2 \cdot ^\circ C}$

Solera del digestor en presencia de agua subterránea $\Rightarrow U = 0,85 \frac{W}{m^2 \cdot ^\circ C}$

Cubierta expuesta al aire $\Rightarrow U = 0,91 \frac{W}{m^2 \cdot ^\circ C}$

Poder calorífico del fango: $4.200 \frac{J}{kg \cdot ^\circ C} = 1 \frac{Kcal}{Kg \cdot ^\circ C} \approx 1.000 \frac{Kcal}{m^3 \cdot ^\circ C}$

Poder calorífico del agua: $1.000 \frac{Kcal}{m^3 \cdot ^\circ C}$

Coefficiente de transmisión de calor del acero: $460 \frac{Kcal}{h \cdot m^2 \cdot ^\circ C}$

Cálculos

- Calor teórico necesario para el calentamiento del fango

$$q \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{día}} \right) = C_{p_F} \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}} \right) \cdot Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right) \cdot \Delta T (^\circ\text{C})$$

$$q = 1.000 \cdot 702.56 \cdot (35-15) = 14051246,1 \frac{\text{Kcal}}{\text{día}}$$

$$14.05 \cdot 10^6 \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{día}} \right) \cdot \frac{1}{8} \left(\frac{\text{día}}{\text{h}} \right) = 1756.41 \cdot 10^3 \frac{\text{Kcal}}{\text{h}}$$

- Cálculo de las superficies de paredes, solera y cubierta

$$A_{\text{PARED}} = \Pi \cdot d \cdot h = \Pi \cdot 25 \cdot 10.73 = 842.73 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{SOLERA}} = \Pi \cdot r \cdot \sqrt{r^2 + h_1^2} = \Pi \cdot 12.5 \cdot \sqrt{12.5^2 + 1.09^2} = 492.74 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{CUBIERTA}} = \Pi \cdot (r^2 + h^2) = \Pi \cdot (12.5^2 + 2,66^2) = 513.10 \text{ m}^2$$

- Cálculo de las pérdidas de calor por conducción

$$q = U \cdot A \cdot \Delta T$$

a) PARED

$$q = 0,68 \left(\frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}} \right) \cdot 842.73(\text{m}^2) \cdot (35-12)(^\circ\text{C}) = 13182,33 \text{ W}$$

Siendo:

$$1 \text{ W} = 1 \frac{\text{J}}{\text{s}} = 0,24 \cdot 10^{-3} \frac{\text{Kcal}}{\text{s}}$$

$$13182.33 \text{ (W)} \cdot \frac{0,24 \cdot 10^{-3} \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{s}} \right)}{1 \text{ (W)}} \cdot 3.600 \left(\frac{\text{s}}{\text{h}} \right) = 1756405,76 \text{ Kcal/h}$$

b) SOLERA

$$q = 0,85 \left(\frac{\text{W}}{\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}} \right) \cdot 492.74 \text{ (m}^2\text{)} \cdot (35 - 15) \text{ (}^\circ\text{C)} = 13371,61 \text{ W}$$

$$13371.61 \text{ (W)} \cdot \frac{0,24 \cdot 10^{-3} \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{s}} \right)}{1 \text{ (W)}} \cdot 3.600 \left(\frac{\text{s}}{\text{h}} \right) = 11553,07 \text{ Kcal/h}$$

c) CUBIERTA

$$q = 0,91 \left(\frac{\text{W}}{\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}} \right) \cdot 513.10 \text{ (m}^2\text{)} \cdot (35 - 10) \text{ (}^\circ\text{C)} = 11673,11 \text{ W}$$

$$11673.11 \text{ (W)} \cdot \frac{0,24 \cdot 10^{-3} \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{s}} \right)}{1 \text{ (W)}} \cdot 3600 \left(\frac{\text{s}}{\text{h}} \right) = 10085,57 \text{ KCal/h}$$

$$\text{PÉRDIDAS TOTALES} = 1756405,76 + 11553,07 + 10085,57 = 33028,18 \frac{\text{Kcal}}{\text{h}}$$

- Capacidad necesaria del intercambiador de calor

La cantidad de calor necesaria para el calentamiento del fango fresco y mantener la temperatura en los digestores a 35 °C será:

$$Q = q_{\text{FANGO}} + Q_{\text{PÉRDIDAS}} = 1756.41 \cdot 10^3 + 33028,18 = 1789.43 \cdot 10^3 \frac{\text{Kcal}}{\text{h}}$$

- Nueva temperatura de salida del fango

$$q = Cp_F \cdot Q \cdot \Delta T = Cp \cdot Q \cdot (Ts - Te)$$

$$q + Cp \cdot Q \cdot Te = Cp \cdot Q \cdot Ts$$

$$Ts = \frac{q + Cp_F \cdot Q \cdot Te}{Cp \cdot Q}$$

$$Ts = \frac{1789.43 \cdot 10^3 \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{h}} \right) \cdot 8 \left(\frac{\text{h}}{\text{día}} \right) + 1.000 \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{m}^2 \cdot \text{°C}} \right) \cdot 702.56 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) \cdot 15 (\text{°C})}{1.000 \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{m}^3 \cdot \text{°C}} \right) \cdot 702.56 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right)}$$

$$Ts \approx 35,37 \text{ °C}$$

- Temperatura de entrada del agua de calefacción

Adoptamos un caudal de agua de $150 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$, lo que supone un caudal de $18.75 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$.

La ecuación utilizada será la siguiente:

$$Q_{\text{AGUA}} \cdot Cp_{\text{AGUA}} \cdot T_{\text{ent.}} - q = Q_{\text{AGUA}} \cdot Cp_{\text{AGUA}} \cdot T_{\text{sal.}}$$

$$18.75 \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot 1.000 \left(\frac{Kcal}{m^3 \cdot ^\circ C} \right) \cdot Tent. (^\circ C) - 1789.43 \cdot 10^3 \left(\frac{Kcal}{h} \right)$$

$$= 12,5 \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot 1.000 \left(\frac{Kcal}{m^3 \cdot ^\circ C} \right) \cdot 15 (^\circ C)$$

$$Tent. = 108.67 \text{ } ^\circ C$$

- Área necesaria de intercambio

Según la ecuación de Fourier:

$$Q = U \cdot A \cdot \Delta T_M$$

Siendo:

$$\Delta T_M = \frac{\Delta T_1 - \Delta T_2}{\ln \left(\frac{\Delta T_1}{\Delta T_2} \right)} = \frac{(108.67 - 15) - (35,37 - 15)}{\ln \left(\frac{108.67 - 15}{35,37 - 15} \right)} \approx 48.05 \text{ } ^\circ C$$

$$A = \frac{1789.43 \cdot 10^3 \left(\frac{Kcal}{h} \right)}{48.05 (^\circ C) \cdot 460 \left(\frac{Kcal}{m^2 \cdot h \cdot ^\circ C} \right)} = 80.94 \text{ } m^2$$

7. FILTRO DE ARENA

El efluente obtenido del decantador secundario lo haremos pasar por un filtro de arena, en el cual se retendrá entre el 80 y el 92 % de la arena que él arrastra.

Según los datos obtenidos del autor Metcalf & Eddy, el filtro mas conveniente para el tipo de instalación proyecta será un Filtro de Arena Convencional con funcionamiento en semicontínuo y dirección de flujo descendente.

El lavado del filtro se realizará a contracorriente cuando el caudal de salida alcance un mínimo o una concentración de sólidos en suspensión totales prefijados.

La velocidad de filtración estará comprendida entre 4.8 y 19.2 m/h , intervalo en el cual la velocidad no afecta a la estabilidad de los flóculos formados

Procedimiento de cálculo

Inicialmente calcularemos la cantidad de sólidos en suspensión totales entran en el filtro de arena, así como el área de filtrado necesaria partiendo de los datos de caudal de entrada y velocidad de paso.

Una vez conocida el área, y suponiendo que el diseño corresponde a un filtro de diseño cuadrado, podremos conocer las dimensiones del lado del equipo.

Por ultimo se calculará que cantidad de sólidos en suspensión totales es retenida en el equipo.

Datos de partida:

Caudal entrada: 8489.26 m³/h

[SST] entrada: 20 mg/l (requisito de salida según ley 91/271)

Rto. Retención arena: 85 %

Espesor capa filtrante: 75 cm

Carga hidráulica: 5-2 m³/m²h

Lavado: aire + agua

Velocidad de filtración: 19 m/h

Profundidad capa filtrante de arena : 90 cm

Cálculos

$$\text{CantidadSST} = Q \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot [SST] \left(\frac{mg}{l} \right) = 8439.60 \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot 20 \left(\frac{mg}{l} \right) \cdot 10^3 \left(\frac{l}{m^3} \right) \cdot \frac{1}{10^6} \left(\frac{kg}{mg} \right) = 168.79 \frac{kg}{h}$$

$$A = \frac{Q \left(\frac{m^3}{h} \right)}{Vel \left(\frac{m}{h} \right)} = \frac{8439.60}{19} = 444.19 m^2 \longrightarrow \text{Si ponemos 5 filtros: } A/5 = 88.84 m^2$$

$$A = l^2 \longrightarrow l = \sqrt{88.84} = 9.45 m$$

$$\text{Cantidad SST retenidos} = 168.79 \left(\frac{kgSST}{h} \right) \cdot 0,85 = 143.47 \frac{kgSST \text{ retenidos}}{h}$$

$$\text{Cantidad SST escapan} = 207,94 \left(\frac{\text{kgSST}}{h} \right) \cdot 0,15 = 25,32 \frac{\text{kgSST retenidos}}{h}$$

El caudal de agua de lavado y la concentración de lodos que lleva es prácticamente despreciable frente al caudal de entrada y su composición a la entrada de la depuradora, por lo tanto no se tendrán en cuenta a la hora del recálculo por las recirculaciones.

8. CANAL DE CLORACION

La finalidad de este canal es la desinfección mediante hipoclorito sódico del efluente obtenido a la salida del filtro de arena. La salida de esta unidad será el efluente vertido al cauce natural.

Según los datos obtenidos del autor Metcalf & Eddy, el intervalo de dosis de hipoclorito utilizado estará comprendido entre 1 – 5 mg de hipoclorito por cada litro de agua a tratar.

Por otra parte la velocidad horizontal mínima para poder arrastrar los sólidos del fondo del canal debe estar comprendida entre 2 y 4.5 m/min, teniendo en cuenta también que el tiempo de contacto típico en este tipo de equipos de es 15 minutos.

El diseño del canal será cuadrado, y determinaremos la longitud necesaria del mismo para poder obtener los datos de diseño mencionados anteriormente.

Datos de partida:

Dosis de NaClO: 5 mg/l

Velocidad horizontal : 3 m/min

t contacto: 15 min

Cálculos:

Dosis NaClO=

$$5\left(\frac{mg}{l}\right) \cdot Q\left(\frac{m^3}{h}\right) \cdot \frac{1}{10^6}\left(\frac{kg}{mg}\right) \cdot \frac{24}{1}\left(\frac{horas}{dia}\right) = 5 \cdot 8439.60 \cdot \frac{1}{10^6} \cdot 24 = 1,01 \frac{kg \ NaClO}{dia}$$

$$A = \frac{Q\left(\frac{m^3}{h}\right)}{Vel\left(\frac{m}{min}\right)} \cdot \frac{1}{60}\left(\frac{h}{min}\right) = \frac{8439.60}{3} \cdot \frac{1}{60} = 46.89 \ m^2$$

$$A = l^2 \longrightarrow l = \sqrt{A(m^2)} = \sqrt{46.89} = 6.85 \ m$$

$$\text{Largo canal (L)} = \frac{Q\left(\frac{m^3}{h}\right) \cdot t(\text{min}) \cdot \frac{1}{60}\left(\frac{h}{min}\right)}{A(m^2)} = \frac{8439.60 \cdot 15 \cdot \frac{1}{60}}{46.89} = 45 \ m$$

El tipo de canal utilizado será el tipo llamado “de laberinto”, un canal formado por tramos paralelos, y cuya longitud total es la suma de las longitudes de cada tramo. A su vez, cada extremo de cada tramo actúa como deflector aumentando las turbulencias y evitando la formación de depósitos en el fondo del canal.

Según la longitud total obtenida se dispondrá de un canal tipo laberinto de 3 tramos, siendo cada tramo de 15 metros de longitud.

9. FILTROS BANDA

El objetivo es calcular las dimensiones de la banda, cantidad de fango espesado, así como el cálculo del porcentaje de captura de sólidos y la dosificación del polielectrolito.

Los parámetros de diseño son (Metcalf & Eddy, 1995):

Caudal lodos digeridos: 167,96 m³/día

Captura de sólidos: 90 %

Sólidos a la entrada: 5 %

Sólidos a la salida: 22,5 % (20 – 25 %)

Sólidos en el líquido filtrado: 0,2 % (0,18 – 0,24%)

Dosis polielectrolito : 4 kg/1000 kg SS

Concentración de polielectrolito: 0,5 %

Carga de aplicación de fangos: $400 \left(\frac{KgSST}{m \cdot h} \right) \left[(90 - 680) \left(\frac{KgSST}{m \cdot h} \right) \right]$

Agua de lavado: $4 \left(\frac{l}{m \cdot s} \right) \left[(1,6 - 6,3) \left(\frac{l}{m \cdot s} \right) \right]$

Horas de funcionamiento: 8 h/día

Días trabajo semanales : 5 días/semana

t residencia de fangos en depósito tampón (Θ): 3 días

$$\text{Características del líquido filtrado} \left\{ \begin{array}{l} \text{DBO}_5 : 4.000 \text{ mg/l} \\ \text{SST: 1.000 mg/l} \end{array} \right.$$

Hay que tener en cuenta que esta DBO_5 es la correspondiente al líquido procedente de la deshidratación de los fangos, pero no tiene en cuenta la dilución que sufre dicho efluente debido al agua de lavado y por la que la DBO_5 disminuirá.

Cálculos

- En primer lugar calcularemos el volumen del depósito tampón de fangos digeridos

$$V \text{ dep.tampón} = Q_L \cdot \Theta = 508.31 \text{ (m}^3/\text{día)} \cdot 3 \text{ (días)} = 1524.93 \text{ m}^3$$

Adoptamos 3 unidades cilíndricas de:

$$\left\{ \begin{array}{l} R = 3 \text{ m} \\ h = 9.70 \text{ m} \end{array} \right.$$

- Calculamos el ancho de banda necesario del filtro

- Carga horaria de lodos a deshidratar =

$$Q \cdot [\text{SST}]_L \cdot \frac{7 \text{ día/ semana}}{8 \text{ h/ día} \cdot 5 \text{ día/ semana}} = 508.31 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right) \cdot 50 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \cdot \frac{7}{8 \cdot 5} = 4447.70 \frac{\text{ksSS}}{\text{h}}$$

- Ancho de banda

$$A = \frac{4447.70 \left(\frac{kgSS}{h} \right)}{580 \left(\frac{kgSST}{m \cdot h} \right) \cdot 4uds} = 1.92 \text{ m}$$

Utilizaremos 4 filtros banda de 2 metros de ancho cada uno (tamaño comercial más usado en tratamiento de aguas residuales).

➤ Caudal de agua de lavado

$$Q_{\text{agua lavado}} = 4 \left(\frac{l}{m \cdot s} \right) \cdot 2(m) \cdot 4uds = 32 \frac{l}{s} = 115.2 \frac{m^3}{h}$$

➤ Dosificación de reactivo

- Consumo diario de reactivo

$$C_{\text{poli}} = 4447.70 \left(\frac{kgSST}{h} \right) \cdot \frac{4}{10^3} \left(\frac{kgpoli}{kgSS} \right) \cdot 8 \left(\frac{h}{dia} \right) = 142.33 \frac{kg \text{ polielectrolito}}{dia}$$

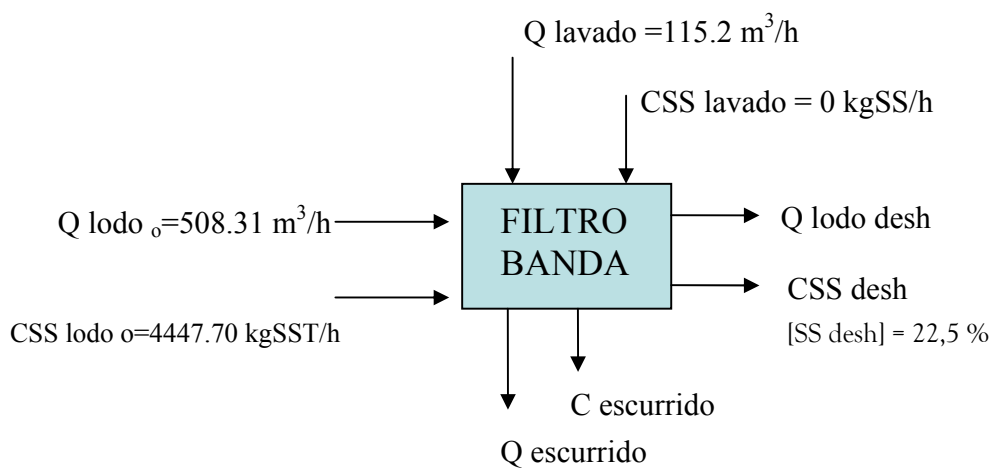
- Caudal diario de polielectrolito

$$Q_{\text{poli}} = \frac{142.33 \left(\frac{kg \text{ poli}}{dia} \right)}{5.5 \left(\frac{kg \text{ poli}}{m^3} \right)} = 25.88 \frac{m^3 \text{ polielectrolito}}{dia}$$

Se dispondrán 5 depósitos de 5 m³ de volumen unitario.

Realizaremos un balance de masa y otro de caudales a la unidad de filtrado para conocer de agua y lodos que entran y salen de la unidad de deshidratación, así como la composición de cada uno de ellos.

Balance de materia



$$CSS \text{ desh} = C_{ss_0} \cdot \text{captura} = 4447.70 \cdot 0,9 = 4002.93 \frac{kgSS}{h}$$

$$CSS \text{ esc} = CSS_0 - CSS \text{ desh} = 4447.70 - 4002.93 = 444.77 \frac{kgSS}{h}$$

$$Q \text{ lodo desh} = \frac{CSS \text{ desh}}{[SS \text{ desh}]} = \frac{4002.93 \left[\frac{kgSS}{h} \right]}{225 \left(\frac{kgSS}{m^3} \right)} = 17.79 \frac{m^3}{h}$$

$$Q \text{ esc} = Q \text{ lodo}_o + Q \text{ lavado} - Q \text{ lodo desh} = 508.31 + 115.2 - 17.79 = 186.36 \frac{m^3}{h}$$

$$186.36 \frac{m^3}{h} \cdot 8 \frac{h}{dia} \cdot 5 \frac{dia}{sem} \cdot \frac{1 sem}{7 dia} = 1703.89 \frac{m^3}{dia}$$

Cálculo de DBO₅ en el líquido filtrado (escurrido)

$$DBO_5 \text{ agua en lodos} = 4000 \frac{mgO_2}{l}$$

$$Q \text{ lodo}_0 - Q \text{ lodo desh} = 508.31 - 17.79 = 490.52 \frac{m^3}{h}$$

$$490.52 \frac{m^3}{h} \cdot 4000 \frac{mgO_2}{l} \cdot 1000 \frac{l}{m^3} \cdot \frac{1}{10^6} \frac{kg}{mg} = 284.65 \frac{kgO_2}{h}$$

$$\begin{array}{ccccccc}
 DBO_5 & & \text{liquido} & & \text{escurrido} & & = \\
 284.65 \frac{kgO_2}{h} \cdot \frac{1}{490.52} \frac{h}{m^3} \cdot 10^6 \frac{mg}{kg} \cdot \frac{1}{10^3} \frac{m^3}{l} & = & & & & & 1527.40 \frac{mgO_2}{l}
 \end{array}$$

10. UNIDAD DE COGENERACIÓN

Mediante la combustión del biogás en un módulo de cogeneración obtendremos por un lado energía térmica, que será utilizada para el calentamiento de los fangos en la digestión anaerobia, y por otro lado energía eléctrica, la cual podrá utilizarse para las propias necesidades de la planta e incluso venderse a la compañía eléctrica.

Como dato de partida usamos la cantidad de biogás producido ($425.37 \text{ m}^3/\text{h}$), al cual presenta una capacidad calorífica de 5000 kcal/m^3 .

Para los cálculos hemos adoptado un modelo de Módulo de Cogeneración a biogás ya existente de la marca ICOGEN-PERKINS (Modelo D600), cuyo consumo de biogás era el mas parecido a la cantidad de biogás obtenida en la planta. (*Ver anexo 11*)

Los datos técnicos de este módulo son los siguientes:

Cilindrada: 45.84 l

Consumo biogás: 1838 kwh

Potencia eléctrica (KWe) : 599 KWe

Rendimiento eléctrico: 32.6 %

Potencia Térmica: 934 Kwt

Rendimiento térmico: 50,8 %

Rendimiento Total : 83.4 %

Las necesidades técnicas que tengo en la planta son de 2081.11 kwh, por lo tanto, según la potencia térmica obtenida en la cogeneración, será necesario un aporte extra de 1147.11 kwh.

También es necesario tener en cuenta que el consumo del módulo de cogeneración es 1838 kwh y que la planta produce 2473.56 kwh, por lo tanto tendremos un exceso de 635.57 kwh debido al biogás sobrante que podremos aprovechar.

Quemando este sobrante de biogás en una caldera en la que se puedan quemar distintos tipos de combustibles (biogás y gasoil) podremos aprovecharlo para obtener el calor que aún nos falta para el calentamiento de los lodos en la digestión anaerobia.

El rendimiento de una caldera de este tipo suele ser del 85 %, por lo tanto la potencia obtenida a través de la combustión del exceso de biogás será:

$$635.57 \text{ kwh} \cdot 0,85 = 540,23 \text{ kwh}$$

Si el aporte extra para el calentamiento total de los lodos era de 1147.11 kwh, aún me siguen faltando 606.88 kwh, los cuales deberán ser aportados mediante la combustión de gasoil en la caldera.

$$606.88 \text{ kwh} = 606.88 \frac{\text{kJ}}{\text{s}} \cdot \frac{3600\text{s}}{1\text{h}} \cdot \frac{1\text{kcal}}{4,1868\text{kJ}} = 521822.47 \frac{\text{kcal}}{\text{h}}$$

$$\text{Siendo } \phi \text{ gasoil} = 850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{y su poder calorífico} = 8200 \frac{\text{kcal}}{\text{kg}}$$

$$\text{Gasoil necesario} = \frac{521822.47 \left(\frac{\text{kcal}}{\text{h}} \right)}{0,85 \cdot 8200 \left(\frac{\text{kcal}}{\text{kg gasoil}} \right)} \cdot \frac{1000 \left(\frac{\text{l gasoil}}{\text{kg gasoil}} \right)}{850} = 88.08 \frac{\text{l gasoil}}{\text{h}}$$

En cuanto a la potencia eléctrica obtenida del módulo de cogeneración es de 599 kweh. Esta energía será utilizada para abastecer parte del consumo eléctrico que tiene la planta para su funcionamiento.

En estaciones depuradoras de características similares la producción de energía eléctrica en el módulo de cogeneración es aproximadamente 2/3 partes del consumo de la depuradora, por lo tanto esto conlleva un considerable ahorro económico al necesitar comprar menos energía eléctrica a la red de abastecimiento.

Si la producción de energía eléctrica fuera mayor que las necesidades de la planta, el exceso podría venderse a la compañía eléctrica, la cual tiene la obligación de comprarla. (actualmente el precio de la energía vendida es de 0,10 €/kwh)

Por último habrá que dotar a la planta de una antorcha para la combustión de biogás sobrante, ya que la producción y la composición de los lodos puede ser variable.

La antorcha tendrá una capacidad de combustión un 25% mayor al caudal de biogás a quemar.

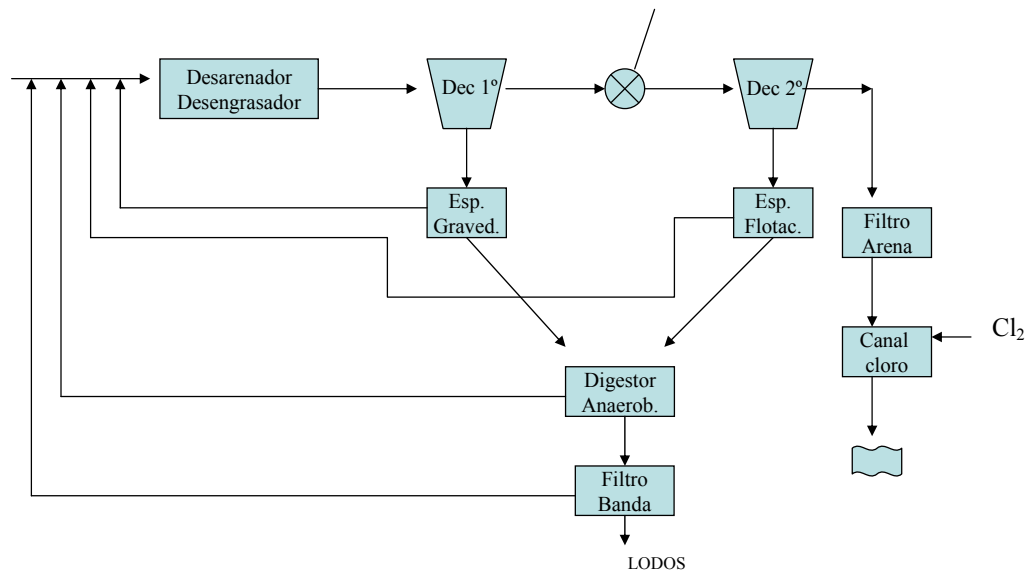
Cálculos de la antorcha:

$$635.57 \text{ kwh} = 635.57 \frac{\text{kJ}}{\text{s}} \cdot \frac{3600\text{s}}{1\text{h}} \cdot \frac{1 \text{ kcal}}{4,1868 \text{ kJ}} = 546489,44 \frac{\text{kcal}}{\text{h}}$$

$$546489.44 \frac{\text{kcal}}{\text{h}} \cdot \frac{1}{5000} \frac{\text{m}^3}{\text{kcal}} = 109.3 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

109.3

11. RECIRCULACIÓN DE LOS SOBRENADANTES Y LOS FILTRADOS



El caudal sobrenadante de los espesadores y digestores anaeróbicos, así como el caudal de líquido filtrado procedente de los filtros banda son recirculados a la entrada del proceso de fangos activos.

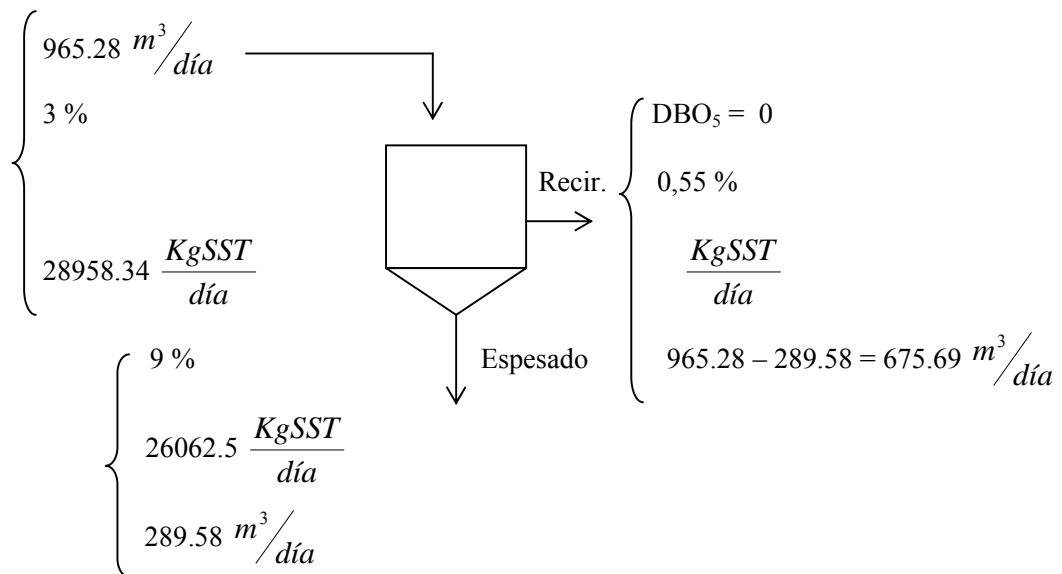
Habrá que recalcular dicho proceso debido a un cambio (aumento) en la DBO de entrada, el cual puede influir en las dimensiones y parámetros de los equipos.

Se volverán a calcular el nuevo caudal de entrada, así como la nueva DBO:

$$Q_{ent.} = Q_{Dig. Anaerobia} + Q_{Espesadores} + Q_{Filtros Banda}$$

$$DBO_{ent.} = DBO_{Dig. Anaerobia} + DBO_{Espesadores} + DBO_{Filtros Banda}$$

➤ **Recirculación del sobrenadante del espesador por gravedad**



- En el efluente espesado se recupera un 90 % de los sólidos :

$$28958.34 \cdot 0,9 = 26062.5 \frac{\text{KgSST}}{\text{día}}$$

Por tantos los sólidos recirculados son:

$$28958.34 \cdot 0,1 = 2895.83 \frac{\text{KgSST}}{\text{día}}$$

- Como la concentración de salida del efluente espesado es 9 %, el caudal de salida será:

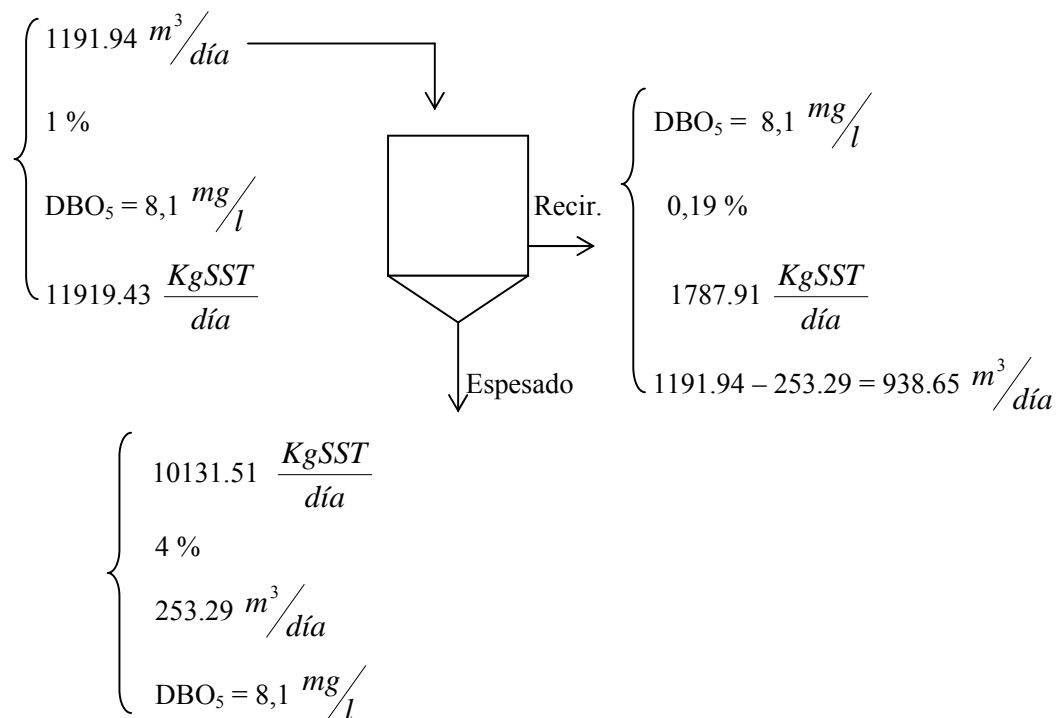
$$26062.5 \left(\frac{\text{KgSST}}{\text{día}} \right) \cdot \frac{1}{90} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{Kg}} \right) = 289.58 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

- La DBO₅ de entrada al espesador será el 40 % de la DBO₅ inicial:

$$\text{DBO}_5 = 236 \cdot 0,4 = 94,4 \text{ mg/l}$$

Dicha DBO₅ queda adherida a los sólidos y por tanto se elimina en un 100 % a través del efluente espesado.

➤ **Recirculación del sobrenadante del espesador por flotación**



- En el efluente espesado se recupera el 85 % de los sólidos de entrada:

$$11919.43 \cdot 0,85 = 10131.51 \frac{KgSST}{día}$$

Por tantos los sólidos recirculados son:

$$11919.43 \cdot 0,15 = 1787.91 \frac{KgSST}{día}$$

- Como la concentración de salida del efluente espesado es 4 %, el caudal de salida será:

$$10131.51 \left(\frac{KgSST}{día} \right) \cdot \frac{1}{40} \left(\frac{m^3}{Kg} \right) = 253.29 \frac{m^3}{día}$$

- En este caso la DBO₅ permanece constante en ambos efluentes, siendo la recirculada igual a la del efluente espesado, e iguales a la DBO₅ de entrada.

➤ **Nuevo caudal de entrada**

$$\begin{aligned} Q_{Ent.} &= Q_{Inicial} + Q_{Dig. Anaerobia} + Q_{Filtros Banda} + Q_{Esp. Gravedad} + Q_{Esp. Flotación} \\ &= (10441,8 \cdot 24) + 194.25 + 1703.89 + 675.69 + 938.65 = 254115.7 \frac{m^3}{día} \end{aligned}$$

➤ **Nueva DBO₅ de entrada**

- DBO₅ debida al afluente inicial:

$$236 \left(\frac{mgO_2}{l} \right) \cdot 10441,8 \left(\frac{m^3}{día} \right) \cdot 24 \left(\frac{h}{día} \right) \cdot \frac{1}{1.000} = 59142,35 \frac{KgO_2}{día}$$

- DBO₅ debida a los espesadores:

$$8,1\left(\frac{mgO_2}{l}\right) \cdot 938.65\left(\frac{m^3}{día}\right) \cdot \frac{1}{1.000} = 7.6 \frac{KgO_2}{día}$$

- DBO₅ debida a la digestión anaerobia:

$$4.000\left(\frac{mgO_2}{l}\right) \cdot 194.25\left(\frac{m^3}{día}\right) \cdot \frac{1}{1.000} = 777.02 \frac{KgO_2}{día}$$

- DBO₅ debida al filtro banda:

$$1527.40\left(\frac{mgO_2}{l}\right) \cdot 1703.89\left(\frac{m^3}{día}\right) \cdot \frac{1}{1.000} = 2602.54 \frac{KgO_2}{día}$$

$$\frac{KgO_2}{día} = 59142,35 + 7.6 + 777.02 + 2602.54 = 63392.63$$

$$DBO_{5 \text{ Ent}} = 63392.63\left(\frac{KgO_2}{día}\right) \cdot \frac{1}{254115.7\left(\frac{día}{m^3}\right)} \cdot 1.000 = 249.46 \frac{mgO_2}{l}$$

$$\% \text{ Aumento DBO}_5 = \frac{249.46 - 236}{236} \cdot 100 = 5.70\%$$

$$\% \text{ Aumento caudal} = \frac{254115.7 - 250603,2}{250603,2} \cdot 100 = 1.40\%$$

➤ **Recálculo del Desarenador-Desengrasador**

Los resultados obtenidos son los siguientes (ver anexo 12)

Nº unidades: 4

Superficie Mínima Horizontal = 132.61 m²

Ancho = 5.75

Largo = 23 m

Volumen unitario= 442.02 m³

Altura = 3.35 m

Comprobaciones:

W/H: 1,72 (W/H=1-5)
 L/W: 4 (L/W=3-5)
 H: 3.35 m (H:2-5m)
 L: 23 m (L:7,5-25)
 W: 5.75 m (L:2,5-7m)
 Θ(Qmax): 10,02 min

La cantidad de aire necesario por unidad será:

$$19.5 \cdot \frac{m^3}{m \cdot h} \cdot 23m \cdot 4unidades = 1794 \frac{m^3}{h}$$

El caudal de aire para evitar la septicidad será

$$2 \cdot \frac{m^3}{m^3 \cdot h} \cdot 5.75m \cdot 23m \cdot 3.35 \cdot 4unidades = 3544.3 \frac{m^3}{h}$$

BALANCE DE MATERIA

Css influente= 60625,41 kg/d
 Carena influente= 3031,27 kg/d
 Carena retenida= 2728,14 kg/d
 Carena efluente= 303,13 kg/d
 Css efluente= 57897,27 kg/d
 Css retenidos= 2728,14 kg/d

➤ **Recálculo del Decantador Primario**

Los resultados obtenidos son: (ver *anexo 13*)

Nº unidades: 4

Superficie unitaria de los decantadores : 727.44 m²

Volumen unitario mínimo de los decantadores: 2727.91 m³

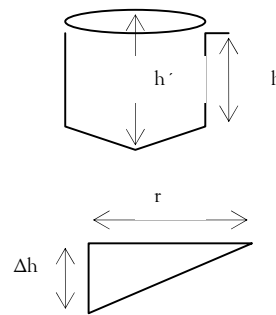
Altura decantador: 3 m

Altura recta desde el fondo: 3.51 m

Diámetro decantador: 34 m

Diámetro deflector entrada: 5.10 m

Altura deflector de entrada: 1.75 m



Comprobación de parámetros de operación:

a) Velocidad ascensional

Vasc $Q_{max} = 1,98 \approx 2 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$ ----- (2-3m/h)

b) Tiempo hidraulico de residencia

$t_{Qmax} = 1,50 \text{ h}$ -----(1-2 h)

c) Carga sobre vertedero

$C_{vert} Q_{max} = 17.03 \text{ m}^3/\text{mh}$ ----- (<18)

Balace de sólidos en suspensión del equipo

$Q_o = 174586.44 \text{ m}^3/\text{d}$
 $C_{sso} = 57897.27 \text{ kg/d}$
 $[SS]_o = 0,33 \text{ kg/m}^3 \text{ ----- } 0,033 \%$
 $Q_e = 173949,57 \text{ m}^3/\text{d}$
 $[SS]_e = 0,15 \text{ kg/m}^3 \text{ ----- } 0,015 \%$
 $C_{sse} = 26053.77 \text{ kg/d}$
 $Q_l = 636.87 \text{ m}^3/\text{d}$
 $[SS]_l = 50 \text{ kgSS/m}^3$
 $C_{ssl} = 31843.50 \text{ kg/d}$

Volumen poceta de fangos:

$$V \text{ poceta fango} = \frac{Q_{lodos}}{t \text{ retencion en poceta}} = 32,75m^3 \text{ cada unidad de decantación.}$$

➤ **Recálculo del proceso de fangos activos**

$$DBO_5 \text{ (entrada al biológico)} = 249.32 (1 - 0,40) = 149.59 \text{ mgO}_2/\text{l}$$

El nuevo caudal de entrada al reactor biológico será:

$$Q \text{ de entrada al reactor} = 130762.54 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q \text{ aliviado} = 43823.9 \text{ m}^3/\text{d}$$

⇒ DBO₅ a la salida del proceso

DBO₅ debida a los sólidos en suspensión =

$$20 \left(\frac{mg}{l} \right) \cdot (0,8) \cdot (0,65) \cdot (1,42) \left(\frac{mgO_2 \text{ consumido}}{mg \text{ células oxidadas}} \right) \cdot (0,68) = 10,04 \frac{mgO_2}{l}$$

DBO₅ del efluente = DBO₅ soluble del afluente que escapa al tratamiento +
DBO₅ debida a los sólidos suspendidos del efluente

$$25 \left(\frac{mgO_2}{l} \right) = s + 10,04 \left(\frac{mgO_2}{l} \right) \Rightarrow s \approx 15 \frac{mgO_2}{l}$$

Suponiendo un coeficiente de variación, V_x = 0,7 y una fiabilidad del 90%, se obtiene un Coeficiente de Fiabilidad, CDF = 0,54

$$15 \left(\frac{mgO_2}{l} \right) \cdot CDF = 15 \cdot 0,54 = 8,1 \frac{mgO_2}{l}$$

$s = 8,1 \frac{mgO_2}{l}$

⇒ Rendimiento del proceso (basado en la DBO₅ soluble):

$$E = \frac{S_0 - S}{S_0} \cdot 100 = \frac{149,59 - 8,1}{149,59} \cdot 100 = 94,59\%$$

⇒ Eficiencia conjunta de la planta:

$$E \text{ global} = \frac{s_0 - s(\text{efluente})}{s_0} \cdot 100 = \frac{149,59 - 25}{149,59} = 83,29\%$$

⇒ Cálculo del reactor biológico:

Datos iniciales

$$\theta_c = 8 \text{ días}$$

$$Y = 0,6 \frac{\text{g.células formadas}}{\text{g.sustrato consumido}}$$

$$X = 3.000 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

$$K_d = 0,06 \text{ d}^{-1}$$

$$X_w = 10.000 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

1) El volumen del reactor será:

$$V_r = \frac{130762.54 \cdot 0.065 \cdot 10 \cdot (149.59 - 8.1)}{3.000 \cdot (1 + 10 \cdot 0.15)} = 16035.05 \text{ m}^3$$

2) Carga másica:

$$C_m = \frac{149.59 \cdot 130762.5}{3000 \cdot 16035.05} = 0.41 \frac{\text{kgDBO}_5}{\text{kgSSV} \cdot \text{d}}$$

El valor se encuentra comprendido entre los valores recomendados de 0.2-0.6

$$\frac{\text{kgDBO}_5}{\text{kgSSV} \cdot \text{d}}$$

3) Tiempo hidráulico de residencia:

$$\Theta = \frac{V}{Q_o} = \frac{16035.05}{130762.54 / 24} = 2.94 \text{ h} \approx 3 \text{ h}$$

El valor se encuentra comprendido entre los valores recomendados de 3-5 horas.

4) Del balance de materia al sistema obtenemos:

$$P_{SS} = 130762.54 \cdot 0.5 \cdot 140 \cdot 10^{-3} = 9792.65 \text{ KgSS/d}$$

$$P_X = \frac{0.65 \cdot 130762.54 \cdot (149.59 - 8.1)}{(1 + 10 \cdot 0.15)} \cdot 1.25 \cdot 10^{-3} = 6013.14 \text{ kgSS/d}$$

- 4) Caudal de lodos a purgar diariamente:

$$Q_w = \frac{9762.65 + 6013.14 - 130762.54 \cdot 20 \cdot 10^{-3}}{10000 \cdot 10^{-3} - 20 \cdot 10^{-3}} = 1572.83 \frac{m^3}{d}$$

- 5) Cantidad de lodos a purgar:

$$P_w = 1572.83 \cdot 10000 \cdot 10^{-3} = 15728.29 \text{ kgSS/d}$$

- 6) Caudal de lodos a recircular

$$Q_r = \frac{13062.54 \cdot (20 - 3750) + 1572.83 \cdot (10000 - 20)}{3750 - 10000} = 75527.59 \frac{m^3}{d}$$

Siendo la razón de recirculación:

$$\frac{Q_r}{Q_o} = \frac{75527.59}{130762.54} = 0.58$$

encontrándose este valor comprendido entre los valores recomendados 0.25-1.

➤ Cálculo de las necesidades de oxígeno

O₂ teórico requerido =

$$\frac{(149.59 - 8.1) \cdot 130762.54}{0.68 \cdot 1000} - 6013.14 \cdot 0.65 \cdot 1.42 = 21658.09 \frac{kgO_2}{día}$$

$$O_2 \text{ real} = \frac{O_2 \text{ teórico}}{K_T}$$

$$K_{T1}$$

$$K_{T1} = \frac{C's - Cx}{C_s}$$

$Cx = 2$, ya que no existe nitrificación

Para una temperatura de $15^\circ\text{C} \implies C_s = 10,15 \text{ mg/l}$ (según tabla)

d) $\beta = 0,98$

e) Como la estación depuradora está situada al nivel del mar la altitud será 0.

Luego $C_p = 1$

f) El sistema de aireación serán turbinas superficiales, lo cual conlleva que el factor de corrección C_a sea igual a 1.

$$C's = C_s \cdot \beta \cdot C_p \cdot C_a = 10,15 \cdot 0,98 \cdot 1 \cdot 1 = 9,95$$

$$K_{T1} = \frac{9,95 - 2}{10,15} = 0,78$$

$$K_{T2}$$

$$K_{T2} = 1,024^{15-10} = 1,024^5 = 1,126$$

$$K_{T3}$$

$K_{T3} = 0,90$ (para turbinas superficiales, según tabla)

$$K_T = K_{T1} \cdot K_{T2} \cdot K_{T3} = 0,78 \cdot 1,126 \cdot 0,90 = 0,79 \implies K_T = 0,79$$

$$O_2 \text{ real} = \frac{19652.92}{0,79} = 24877.11 \frac{kgO_2}{día}$$

➤ Diseño de los aireadores

Se seguirá el procedimiento descrito por Imhoff, aunque los resultados obtenidos serán comparados con los del procedimiento de Metcalf (*Ver anexo 10*).

$$\text{Potencia} = \frac{\text{Necesidad } O_2}{\text{Rendimiento}} = \frac{21658.09 \left(\frac{kgO_2}{día} \right)}{2 \left(\frac{kgO_2}{Kw \cdot h} \right) \cdot 24 \left(\frac{h}{día} \right)} = 451.21 \text{ Kw}$$

1 C.V. = 0,75 Kw

$$451.21(Kw) \cdot \frac{1C.V.}{0,75Kw} = 601.61 \text{ C.V.}$$

Tomando una profundidad de 3,5 m, una relación ancho-profundidad $\frac{4,5}{1}$, obtendremos un ancho de 15.75 m.

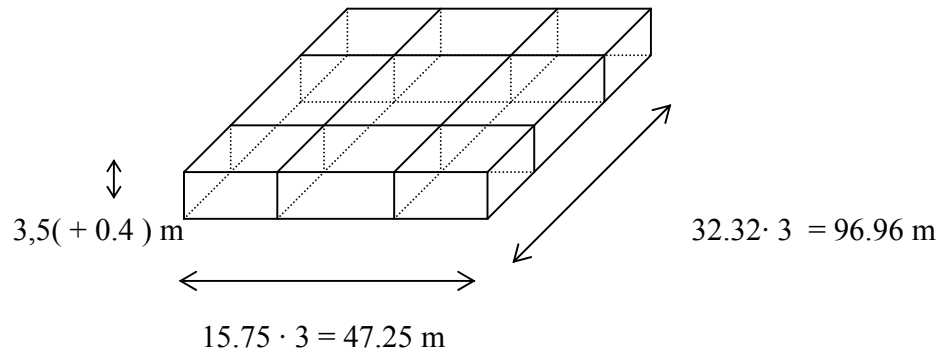
$$\text{Volumen} = 16035.05 \text{ m}^3 \longrightarrow 3,5 \cdot 15.75 \cdot L = 16035.05$$

$$L = \frac{16035.05}{3,5 \cdot 15.75} = 290.88 \text{ m}$$

Dividiendo el resultado entre 9 tanques :

$$\frac{290.88}{9} = 32.32m \approx 32.32m$$

Agrupando los tanques los tanques 3 a 3, tenemos:



La potencia unitaria instalada será:

$$\frac{P}{V} = \frac{451.21(Kw)}{9 (\text{tan ques})} = 50.13 \frac{Kw}{\text{tan que}}$$

Decantador secundario

1) Caudal máximo que entra en el decantador secundario:

$$Q_{\max D2^{\circ}} = Q_0 + (1+0.58) = 130762.54 (1+0.58) = 206290.12 \text{ m}^3/\text{d} = 8595.42 \text{ m}^3/\text{h}$$

2) Superficie mínima necesaria

$$S_1 = \frac{8595.42}{1.865} = 4608.8 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{206290.12 \cdot 3.750}{9.76 \cdot 24} = 3310.47 \text{ m}^2$$

De las dos superficies obtenidas, seleccionamos la mayor de ellas, esto es 4608.8 m².

6) Volumen mínimo necesario

$$V = 8595.42 \cdot 2 = 17190.84 \text{ m}^3$$

7) Radio unitario (4 unidades)

$$r = \sqrt{\frac{4608.8/4}{\pi}} = 19.15 \text{ m}$$

8) Altura unitaria

$$h = \frac{17190.84/4}{\pi(19.15)^2} = 3.73 \text{ m}$$

➤ **Recálculo del Espesador por Gravedad**

La nueva cantidad de sólidos en suspensión totales que salen como fangos del decantador primario es 30743.25 KgSST/día.

Si tenemos en cuenta que el 65% de dichos sólidos son sólidos volátiles, la cantidad de sólidos volátiles es $0,65 \cdot 30743.25 = 19983.11$ KgSSV/día

La concentración de purga se fija en un 3% (lo que es igual a 30 kg/m³).

Se mantienen los mismos parámetros de diseño (Aurelio Hernández, 1995)

- Carga de sólidos: $90 - 130 \left(\frac{\text{KgSST}}{\text{m}^2 \cdot \text{día}} \right)$
- Carga hidráulica $\leq 1,40 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} \right)$
- Altura del espesador: 2,5 – 3 m
- Tiempo de retención ≥ 24 h

- Concentración del fango espesado: 4 – 10 % (40 – 100 kg/m³)
- Tiempo de operación del bombeo de fangos (T_{BF1}): 8 h/día

Cálculos

➤ El área del espesador será:

$$A = \frac{F_1 SST \left(\frac{Kg}{día} \right)}{C_{sol} \left(\frac{Kg}{m^2 \cdot día} \right)} = \frac{30743.25}{110} = 279.48 \text{ m}^2$$

➤ Comprobación de la carga hidráulica

Para ello en primer lugar debemos calcular el caudal de bombeo.

$$Q_{BF1} = 30743.25 \left(\frac{KgSST}{día} \right) \cdot \frac{1}{30} \left(\frac{m^3}{KgSST} \right) = 1024.77 \frac{m^3}{día}$$

teniendo en cuenta que el tiempo de bombeo de fangos es de 8 horas al día:

$$1024.77 \left(\frac{m^3}{día} \right) \cdot \frac{1}{8} \left(\frac{día}{h} \right) = 64.05 \frac{m^3}{h}$$

Por tanto la carga hidráulica será:

$$C_H = \frac{64.05 \left(\frac{m^3}{h} \right)}{279.48 (m^2)} = 0,46 \frac{m^3}{h \cdot m^2} < 1,40 \frac{m^3}{h \cdot m^2}$$

Como se puede observar, el valor de la carga hidráulica es inferior al valor fijado anteriormente.

➤ Cálculo del volumen

$$V_{EG} = \frac{F_1 SST \left(\frac{KgSST}{día} \right) \cdot \left(\frac{1día}{24h} \right) \cdot t_r (h)}{C_{F1} \left(\frac{KgSST}{m^3} \right)} = \frac{30743.25 \cdot 24}{30 \cdot 24} = 512.39 \text{ m}^3$$

➤ Cálculo del radio

$$A = \pi \cdot R^2 \quad \Longrightarrow \quad R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{279.48}{\pi}} = 6.67 \text{ m}$$

➤ Cálculo de la altura

$$h = \frac{V(m^3)}{A(m^2)} = \frac{512.39}{279.48} = 3,67 \text{ m}$$

El espesador presentaría un nuevo diámetro de 13.34 m, el cual sería admisible, ya que el diámetro máximo se sitúa en 40 m según los autores Sastre & Bueno (1997).

Vemos que la altura obtenida es excesiva, ya que debe estar comprendida entre 2,5 y 3 m. Sin embargo existen otras publicaciones en las que el intervalo de alturas se sitúa entre 3 – 4 m.(Sastre & Bueno, 1997), siendo el valor máximo recomendado es 3,5 m.

Debido a sus elevadas dimensiones del equipo, y una posible solución en caso de que el equipo fallara, se instalarán dos espesadores por gravedad.

$$F_{1SST} = \frac{30743.25}{2} = 15371.63 \frac{KgSST}{día}$$

➤ Cálculo del área unitaria

$$A = \frac{279.48}{2} = 139.74 \text{ m}^2$$

➤ Comprobación de la nueva carga hidráulica

$$Q_{BF1} = 15371.63 \left(\frac{KgSST}{día} \right) \cdot \frac{1}{30} \left(\frac{m^3}{KgSST} \right) = 512.39 \frac{m^3}{día}$$

$$512.39 \left(\frac{m^3}{día} \right) \cdot \frac{1}{8} \left(\frac{día}{h} \right) = 64.04 \frac{m^3}{h}$$

$$C_H = \frac{64.04 \left(\frac{m^3}{h} \right)}{139.74 (m^2)} = 0,46 \frac{m^3}{h \cdot m^2} < 1,40 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}$$

➤ Cálculo de volumen

$$V_{EG} = \frac{15371.62 \cdot 24}{30 \cdot 24} = 512.39 \text{ m}^3$$

➤ Cálculo de la altura

$$h = \frac{512.39}{139.74} = 3,67 \text{ m}$$

➤ Cálculo del radio

$$R = \sqrt{\frac{139.74}{\pi}} = 6.67 \text{ m}$$

Resumen de los datos obtenidos

Número de unidades: 2

$$C_{\text{SOL}} = 110 \frac{\text{KgSST}}{\text{m}^2 \cdot \text{día}}$$

$$C_{\text{H}} = 0,46 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}$$

$$V_{\text{EG unitario}} = 512.39 \text{ m}^3$$

$$h = 3,67 \text{ m}$$

$$r = 6.67 \text{ m}$$

$$\text{Área unitaria} = 139.74 \text{ m}^2$$

➤ **Recálculo del Espesador por Flotación**

La nueva cantidad de fangos que entrará en el espesador será $P_x = 15636.43 \text{ KgSST/ día}$, cuya concentración de entrada es 10.000 mg/l . (lo que es igual a 1%).

Mantenemos los mismos parámetros de diseño (Sastre & Bueno, 1997)

- Relación óptima Aire / Sólidos = $0,004 \frac{\text{KgAire}}{\text{KgSST}}$
- Presión del sistema de recirculación = 290 KPa

- Fracción de saturación (f) = 0,5
- Carga de superficie (hidráulica) = $3 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}$
- Temperatura = 15 °C
- Carga de sólidos < 120 $\frac{KgSST}{m^2 \cdot día}$
- Valores máximos $\left\{ \begin{array}{l} \text{Diámetro} = 8 \text{ m} \\ \text{Altura} = 1,5 - 2,5 \text{ m} \\ T_R = 20 - 80 \text{ min} \end{array} \right.$

Cálculos

$$Q_{FB2} = \frac{15636.43 \left(\frac{KgSST}{día} \right)}{10 \left(\frac{KgSST}{m^3} \right)} = 1565.09 \frac{m^3}{día}$$

Solubilidad del aire a 15 °C \longrightarrow $s_a = 21,8 \text{ cm}^3/l$

Presión absoluta:

$$P = \frac{290 + 101,35}{101,35} = 3,86 \text{ atm}$$

➤ Caudal y relación de recirculación

$$0,004 = \frac{1,3 \cdot 21,8 \left(\frac{mg}{l} \right) \cdot 0,5 \cdot 3,86(atm) - 1)R}{1565.09 \left(\frac{m^3}{día} \right) \cdot 10.000 \left(\frac{mg}{l} \right)}$$

$$R = 2375.29 \frac{m^3}{día}$$

$$\frac{Q_R}{Q} = \frac{2375.29}{1565.09} \cdot 100 = 151,76 \approx 150\%$$

➤ Superficie necesaria

$$A = \frac{Q_T \left(\frac{m^3}{día} \right)}{C_H \left(\frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right) \cdot 8 \left(\frac{h}{día} \right)} = \frac{2,5 \cdot 1565.09}{3 \cdot 8} = 163.03 \text{ m}^2$$

Por tanto su radio será:

$$R = \sqrt{\frac{A}{\Pi}} = \sqrt{\frac{163.03}{\Pi}} = 7.20 \rightarrow \phi = 14.40 \text{ m} > 8 \text{ m}$$

El diámetro del espesador debe ser menor de 8 metros, por tanto, en vez de variar los parámetros de diseño, optamos por instalar 2 espesadores por flotación.

2 espesadores

$$\frac{Px}{2} = \frac{15636.43}{2} = 7870.6 \frac{KgSST}{día}$$

$$Q_{BF2} = 7870.6 \left(\frac{KgSST}{día} \right) \cdot \frac{1}{10} \left(\frac{m^3}{KgSST} \right) = 787.06 \frac{m^3}{día}$$

➤ Nuevo caudal de recirculación

$$0,004 = \frac{1,3 \cdot 21,8 \cdot (0,5 \cdot 3,86 - 1)R}{787.06 \cdot 10.000} \Rightarrow R = 1194.5 \frac{m^3}{día}$$

$$\frac{Q_R}{Q} = \frac{1194.5}{787.06} \cdot 100 \approx 151\%$$

➤ Nueva superficie

$$A = \frac{2,5 \cdot 787.06}{3 \cdot 8} = 81.99 m^2$$

El nuevo radio será:

$$R = \sqrt{\frac{91.99}{\Pi}} = 5.10 m$$

Adoptando una altura de 2 m, valor medio entre las 2 alturas permitidas, podemos calcular el volumen del espesador y a partir de éste su tiempo de residencia.

➤ Volumen

$$V = A (m^2) \cdot h (m) = 81.99 \cdot 2 = 163.97 m^3$$

➤ T_R

$$T_R = \frac{V_{EG}(m^3)}{C_H \left(\frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right) \cdot A(m^2)} = \frac{163.97}{3 \cdot 81.99} = 0,66 \text{ h} \Rightarrow \cong 40 \text{ m} (20 \text{ min} < 40 \text{ min} < 80 \text{ min})$$

- Comprobación de la carga de sólidos

$$C_{sol} = \frac{Fx \left(\frac{KgSST}{día} \right)}{A(m^2)} = \frac{7870.61}{91.99} = 96 \frac{KgSST}{m^2 \cdot día} < 120 \frac{KgSST}{día}$$

Calderín de presurización

Adoptaremos un tiempo de retención de 1,5 min sobre el caudal de recirculación.

- Volumen

$$V_c = Qr \left(\frac{m^3}{día} \right) \cdot 1.5(\text{min}) \cdot \frac{1}{60} \left(\frac{h}{\text{min}} \right) \cdot \frac{1}{8} \left(\frac{día}{h} \right) = 2375.29 \cdot 1,5 \cdot \frac{1}{60} \cdot \frac{1}{8} = 7.42 m^3$$

- Área

Suponiendo una altura en el calderín de 1,5 m:

$$A = \frac{V(m^3)}{h(m)} = \frac{7.42}{1,5} = 4.95 m^2$$

$$R = \sqrt{\frac{4.95}{\Pi}} = 1.26m \Rightarrow \phi = 2.52 m$$

El intervalo de presiones máximas se sitúa entre 3 – 6 bar.

Nuestra presión de trabajo es de $4,5 \frac{kg}{cm^2}$

$$4,5 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \cdot 0,981 \left(\frac{bar}{kg/cm^2} \right) = 4,41 \text{ bar}$$

➤ **Recálculo del Digestor Anaerobio**

- Nuevos fangos procedentes de la decantación primaria

$$- F_1 \text{ (SST)} = 31843.50 \frac{KgSST}{día}$$

$$- F_1 \text{ (SSV)} = 0,65 \cdot 31843.5 = 20698.27 \frac{KgSSV}{día}$$

- Fangos biológicos en exceso

$$- P_x \text{ (F}_2 \text{ SST)} = 15741.22 \frac{KgSST}{día}$$

$$- F_2 \text{ (SSV)} = 0,8 \cdot 15741.22 = 12592.97 \frac{KgSSV}{día}$$

Se mantendrán las mismas condiciones de funcionamiento y parámetros de diseño indicadas en el cálculo inicial (Metcalf & Eddy, 1995)

Cálculos preliminares

⇒ % sólidos volátiles enviados a digestión

$$\text{Total fangos orgánicos} = (20698.27 \cdot 0,9) + (12592.97 \cdot 0,9) = 29962.12 \frac{\text{KgSSV}}{\text{día}}$$

$$\text{Total fangos inorgánicos} = [(31843.50 - 20698.27) + (15741.22 - 12592.97)] \cdot 0,9 =$$

$$12864.12 \frac{\text{KgSSFijos}}{\text{día}}$$

$$\% \text{SSV} = \frac{29962.12}{29962.12 + 12864.12} \cdot 100 = 69.96\%$$

⇒ DBO₅ en el fango primario (≈ 40 % de la DBO₅ de entrada)

$$\text{DBO}_5 (F_1) = 249.59 \cdot 0,40 = 99.84 \frac{\text{mgO}_2}{\text{l}}$$

⇒ Cálculo de salida de entrada al digestor

Caudal procedente del espesador por gravedad =

$$31843.5 \left(\frac{\text{KgSST}}{\text{día}} \right) \cdot 0,9 \cdot \frac{1}{60} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{KgSST}} \right) = 477.65 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Caudal procedente del espesador por flotación =

$$15741.21 \left(\frac{\text{KgSST}}{\text{día}} \right) \cdot 0,9 \cdot \frac{1}{40} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{KgSST}} \right) = 354.17 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

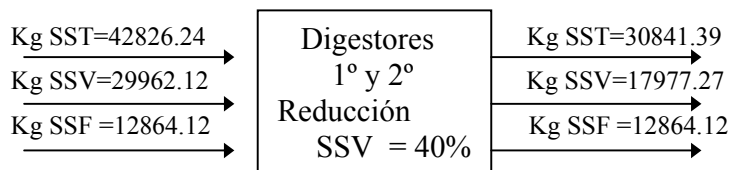
$$Q_{\text{SALIDA ENTRADA}} = 477.65 + 354.17 = 831.83 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

⇒ Balances al digestor

$$831.83 = Q_{SB} + Q_L$$

$$831.83 []_s = Q_{SB} []_{SB} + Q_L []_L$$

Concentración de salida del digestor:



$$[]_s = \frac{10876,76}{831.83} = 37.08 \frac{KgSST}{m^3}$$

Por tanto tenemos 2 ecuaciones con 2 incógnitas:

$$831.83 = Q_{SB} + Q_L$$

$$831.83 \cdot 37.08 = Q_{SB} []_{SB} + Q_L []_L$$

$$Q_L = 831.83 - Q_{SB}$$

$$30844.26 = Q_{SB} \cdot 6 + (831.83 - Q_{SB}) \cdot 50 = 6 \cdot Q_{SB} - 50 Q_{SB} + 41591.5 =$$

$$- 44 Q_{SB} + 41591.5$$

$$Q_{SB} = \frac{30844.26 - 41591.5}{-44} = 244.32 \frac{m^3}{día}$$

$$Q_L = 587.5 \frac{m^3}{día}$$

⇒ Tiempo de retención

Digestor 1º : 10 – 15 días ⇨ Tomamos 15 días

Digestor 2º : 5 – 8 días ⇨ Tomamos 8 días

Por tanto el tiempo de retención total será de 23 días.

⇒ Volumen del reactor

- Volumen útil necesario para el digestor primario

$$V_{D1} = Q_{ent.} (m^3/día) \cdot T_R (días) = 831.83 \cdot 15 = 12477.45 m^3$$

- Volumen útil del digestor secundario

$$Q_{ent.} (m^3/día) \cdot T_R (días) = 831.83 \cdot 8 = 6654.64 m^3$$

⇒ Comprobación de la carga de sólidos

$$C_{SSV(D1^\circ)} = \frac{\left(\frac{KgSSV}{día} \right)_{ENT.}}{V_{D1^\circ} (m^3)} = \frac{30841.39}{12477.45} = 2,47 \frac{KgSSV}{día \cdot m^3} \quad (1,6 < 2,47 < 4,8 \frac{KgSSV}{día \cdot m^3})$$

Debido al gran volumen de digestión, optaremos por instalar dos unidades de digestión primaria y dos de digestión secundaria.

Digestión 1ª

Fijamos un diámetro de 25 m.

$$\frac{V_{D1^\circ}}{2} = \frac{12477.45}{2} = 6238.72 \text{ m}^3$$

$$A = \pi R^2 = \pi \cdot \left(\frac{25}{2}\right)^2 = 491 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{V(m^3)}{A(m^2)} = \frac{6238.72}{491} = 12.70 \text{ m}$$

Digestión 2ª

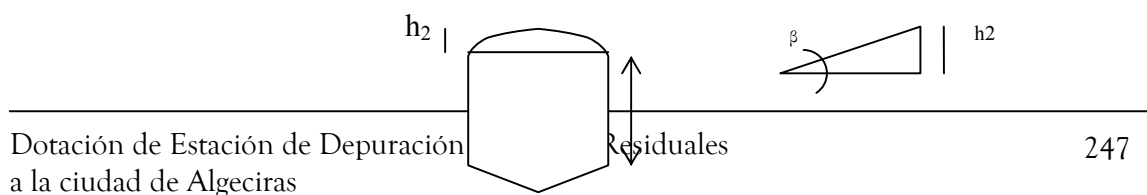
Fijamos un diámetro de 20 m.

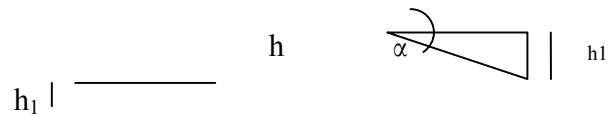
$$\frac{V_{D2^\circ}}{2} = \frac{6654.64}{2} = 3327.32 \text{ m}^3$$

$$A = \pi R^2 = \pi \cdot \left(\frac{20}{2}\right)^2 = 314 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{V(m^3)}{A(m^2)} = \frac{3327.32}{314} = 10.6 \text{ m}$$

⇒ Cálculo de la altura inclinada en la parte superior e inferior





Según los autores Metcalf & hedí, se deben guardar las siguientes relaciones:

$$h \text{ cubierta} = h_2 = R \cdot \text{tg } \beta, \text{ siendo } \beta = 10\text{-}15^\circ (12^\circ)$$

$$h \text{ solera} = h_1 = R \cdot \text{tg } \alpha, \text{ siendo } \alpha = 5^\circ$$

Digestor 1° (2 unidades)

$$h_1 = 12.5 \text{ tg } 5^\circ = 1.09 \text{ m}$$

$$h_2 = 12.5 \text{ tg } 12^\circ = 2.66 \text{ m}$$

Digestor 2° (2 unidades)

$$h_1 = 10 \text{ tg } 5^\circ = 0.87 \text{ m}$$

$$h_2 = 10 \text{ tg } 12^\circ = 2.12 \text{ m}$$

Nuevas Dimensiones unitarias conseguidas

- Digestor 1°

Nº unidades: 2

Diámetro: 12.5 m

h: 12.7 m

$h_1 = 1.09 \text{ m}$

$h_2 = 2,66 \text{ m}$

- Digestor 2°

Nº unidades: 2

Diámetro: 20 m

h: 10.6 m

$h_1 = 0,87$ m

$h_2 = 2.12$ m

Producción de gas

La producción de metano será de 1 – 1,25 m³ biogas / kg SSV eliminado

$$V_{\text{biogas}} \left(\frac{m^3}{\text{día}} \right) = 1 \left(\frac{m^3 CH_4}{KgSSVe\text{ eliminado}} \right) \cdot 11984.85 \text{ kgSSVe eliminado} = 11984.85 \text{ m}^3 \text{ biogas/día}$$

Calefacción del digestor

Cálculos

- Calor teórico necesario para el calentamiento del fango

$$q \left(\frac{Kcal}{\text{día}} \right) = C_{p_F} \left(\frac{Kcal}{m^2 \cdot ^\circ C} \right) \cdot Q \left(\frac{m^3}{\text{día}} \right) \cdot \Delta T (^\circ C)$$

$$q = 1.000 \cdot 831.83 \cdot (35-15) = 16636.6 \cdot 10^3 \frac{Kcal}{\text{día}}$$

$$16636.6 \cdot 10^3 \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{día}} \right) \cdot \frac{1}{8} \left(\frac{\text{día}}{\text{h}} \right) = 2079574,61 \frac{\text{Kcal}}{\text{h}}$$

- Cálculo de las superficies de paredes, solera y cubierta

$$A_{\text{PARED}} = \Pi \cdot d \cdot h = \Pi \cdot 25 \cdot 10.73 = 842.73 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{SOLERA}} = \Pi \cdot r \cdot \sqrt{r^2 + h_1^2} = \Pi \cdot 12.5 \cdot \sqrt{12.5^2 + 1.09^2} = 492.74 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{CUBIERTA}} = \Pi \cdot (r^2 + h^2) = \Pi \cdot (12.5^2 + 2,66^2) = 513.10 \text{ m}^2$$

- Cálculo de las pérdidas de calor por conducción

$$q = U \cdot A \cdot \Delta T$$

a) PARED

$$q = 0,68 \left(\frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}} \right) \cdot 842.73(\text{m}^2) \cdot (35 - 12)(^\circ\text{C}) = 15607,81 \text{ W}$$

Siendo:

$$1 \text{ W} = 1 \frac{\text{J}}{\text{s}} = 0,24 \cdot 10^{-3} \frac{\text{Kcal}}{\text{s}}$$

$$15607.81 \text{ (W)} \cdot \frac{0,24 \cdot 10^{-3} \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{s}} \right)}{1 \text{ (W)}} \cdot 3.600 \left(\frac{\text{s}}{\text{h}} \right) = 13485,15 \text{ Kcal/h}$$

b) SOLERA

$$q = 0,85 \left(\frac{\text{W}}{\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}} \right) \cdot 492.74 \text{ (m}^2\text{)} \cdot (35 - 15) \text{ (}^\circ\text{C)} = 13371,61 \text{ W}$$

$$13371.61 \text{ (W)} \cdot \frac{0,24 \cdot 10^{-3} \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{s}} \right)}{1 \text{ (W)}} \cdot 3.600 \left(\frac{\text{s}}{\text{h}} \right) = 11553,07 \text{ Kcal/h}$$

c) CUBIERTA

$$q = 0,91 \left(\frac{\text{W}}{\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}} \right) \cdot 513.10 \text{ (m}^2\text{)} \cdot (35 - 10) \text{ (}^\circ\text{C)} = 11673,11 \text{ W}$$

$$11673.11 \text{ (W)} \cdot \frac{0,24 \cdot 10^{-3} \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{s}} \right)}{1 \text{ (W)}} \cdot 3600 \left(\frac{\text{s}}{\text{h}} \right) = 10085,57 \text{ KCal/h}$$

$$\text{PÉRDIDAS TOTALES} = 13485.15 + 11553.07 + 10085.57 = 35123,79 \frac{\text{Kcal}}{\text{h}}$$

- Capacidad necesaria del intercambiador de calor

La cantidad de calor necesaria para el calentamiento del fango fresco y mantener la temperatura en los digestores a 35 °C será:

$$Q = q_{\text{FANGO}} + Q_{\text{PÉRDIDAS}} = 207957.61 + 65123.79 = 2114.7 \cdot 10^3 \frac{\text{Kcal}}{\text{h}}$$

- Nueva temperatura de salida del fango

$$q = Cp_F \cdot Q \cdot \Delta T = Cp \cdot Q \cdot (Ts - Te)$$

$$q + Cp \cdot Q \cdot Te = Cp \cdot Q \cdot Ts$$

$$Ts = \frac{q + Cp_F \cdot Q \cdot Te}{Cp \cdot Q}$$

$$Ts = \frac{2114698.39 \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{h}} \right) \cdot 8 \left(\frac{\text{h}}{\text{día}} \right) + 1.000 \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{m}^3 \cdot \text{C}} \right) \cdot 831.83 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) \cdot 15(^{\circ}\text{C})}{1.000 \left(\frac{\text{Kcal}}{\text{m}^3 \cdot \text{C}} \right) \cdot 831.83 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right)}$$

$$Ts \approx 35,34 \text{ } ^{\circ}\text{C}$$

- Temperatura de entrada del agua de calefacción

Adoptamos un caudal de agua de $150 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$, lo que supone un caudal de $18,75 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$.

La ecuación utilizada será la siguiente:

$$Q_{\text{AGUA}} \cdot Cp_{\text{AGUA}} \cdot T_{\text{ent.}} - q = Q_{\text{AGUA}} \cdot Cp_{\text{AGUA}} \cdot T_{\text{sal.}}$$

$$18.75 \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot 1.000 \left(\frac{Kcal}{m^3 \cdot ^\circ C} \right) \cdot Tent. (^\circ C) - 2079574,61 \left(\frac{Kcal}{h} \right)$$

$$= 18.75 \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot 1.000 \left(\frac{Kcal}{m^3 \cdot ^\circ C} \right) \cdot 15 (^\circ C)$$

$$Tent. = 125.91 \text{ } ^\circ C$$

- Área necesaria de intercambio

Según la ecuación de Fourier:

$$Q = U \cdot A \cdot \Delta T_M$$

Siendo:

$$\Delta T_M = \frac{\Delta T_1 - \Delta T_2}{\ln \left(\frac{\Delta T_1}{\Delta T_2} \right)} = \frac{(125.91 - 15) - (35,34 - 15)}{\ln \left(\frac{125.91 - 15}{35,34 - 15} \right)} \approx 53.4 \text{ } ^\circ C$$

$$A = \frac{2079574,61 \left(\frac{Kcal}{h} \right)}{53.4 (^\circ C) \cdot 460 \left(\frac{Kcal}{m^2 \cdot h \cdot ^\circ C} \right)} = 84.66 \text{ } m^2$$

➤ **Recálculo del Filtro de Arena**

Nuevo caudal de entrada al filtro = 204997.04 m³/d = 8541.54 m³/h

Cálculos

$$\text{CantidadSST} = Q \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot [SST] \left(\frac{mg}{l} \right) = 8541.54 \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot 20 \left(\frac{mg}{l} \right) \cdot 10^3 \left(\frac{l}{m^3} \right) \cdot \frac{1}{10^6} \left(\frac{kg}{mg} \right) = 170.83 \frac{kg}{h}$$

$$A = \frac{Q \left(\frac{m^3}{h} \right)}{Vel \left(\frac{m}{h} \right)} = \frac{8541.54}{19} = 449.55 m^2 \longrightarrow \text{Si ponemos 5 filtros: } A/5 = 89.91 m^2$$

$$A = l^2 \longrightarrow l = \sqrt{89.91} = 9.48 m$$

$$\text{Cantidad SST retenidos} = 170.83 \left(\frac{kgSST}{h} \right) \cdot 0,85 = 145.20 \frac{kgSST \text{ retenidos}}{h}$$

$$\text{Cantidad SST escapan} = 170.83 \left(\frac{kgSST}{h} \right) \cdot 0,15 = 25.62 \frac{kgSST \text{ no retenidos}}{h}$$

Los datos obtenidos en este recálculo son prácticamente idénticos a los obtenidos en el cálculo inicial del equipo.

➤ **Recálculo del Canal de Cloración**

Nuevo Caudal de entrada: 8541.54 m³/h

Cálculos:

Dosis

NaClO=

$$5 \left(\frac{mg}{l} \right) \cdot Q \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot \frac{1}{10^6} \left(\frac{kg}{mg} \right) \cdot \frac{24}{1} \left(\frac{horas}{dia} \right) = 5 \cdot 8541.54 \cdot \frac{1}{10^6} \cdot 24 = 1,02 \frac{kg \ NaClO}{dia}$$

$$A = \frac{Q \left(\frac{m^3}{h} \right)}{Vel \left(\frac{m}{min} \right)} \cdot \frac{1}{60} \left(\frac{h}{min} \right) = \frac{8541.54}{3} \cdot \frac{1}{60} = 47.45 \ m^2$$

$$A = l^2 \longrightarrow l = \sqrt{A(m^2)} = \sqrt{47.45} = 6.89 \ m$$

$$\text{Largo canal (L)} = \frac{Q \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot t(\text{min}) \cdot \frac{1}{60} \left(\frac{h}{min} \right)}{A(m^2)} = \frac{8541.54 \cdot 15 \cdot \frac{1}{60}}{47.45} = 45 \ m$$

Podemos observar que la longitud del canal obtenida es la misma que la obtenida en los cálculos iniciales del equipo, por lo que se dispondrá del mismo tipo de canal en laberinto de 3 tramos, siendo cada tramo de 15 metros de longitud.

➤ Recálculo del Filtro Banda

Los parámetros utilizados para el recálculo serán los mismos que los utilizados en el cálculo inicial (Metcalf & Eddy, 1995).

Cálculos

➤ En primer lugar calcularemos el volumen del depósito tampón de fangos digeridos

$$V_{\text{dep.tampón}} = Q_L \cdot \Theta = 587.50 \text{ (m}^3/\text{día)} \cdot 3 \text{ (días)} = 1762.52 \text{ m}^3$$

Adoptamos 3 unidades cilíndricas de:

$$\left\{ \begin{array}{l} R = 3 \text{ m} \\ h = 11.20 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ Calculamos el ancho de banda necesario del filtro

- Carga horaria de lodos a deshidratar =

$$Q \cdot [\text{SST}]_L \cdot \frac{7 \text{ día/ semana}}{8 \text{ h/ día} \cdot 5 \text{ día/ semana}} = 587.50 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right) \cdot 50 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \cdot \frac{7}{8 \cdot 5} = 5140.7 \frac{\text{kgSS}}{\text{h}}$$

- Ancho de banda

$$A = \frac{5140.7 \left(\frac{\text{kgSS}}{\text{h}} \right)}{4(\text{ud}) \cdot 650 \left(\frac{\text{kgSST}}{\text{m} \cdot \text{h}} \right)} = 2.21 \text{ m}$$

Utilizaremos 4 filtros banda de 2 metros de ancho (observar que se ha aumentado la

carga de sólidos a $650 \frac{\text{kgSST}}{\text{m} \cdot \text{h}}$

➤ Caudal de agua de lavado

$$Q_{\text{agua lavado}} = 4 \left(\frac{\text{l}}{\text{m} \cdot \text{s}} \right) \cdot 2(\text{m}) \cdot 4\text{uds} = 32 \frac{\text{l}}{\text{s}} = 115.2 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

➤ Dosificación de reactivo

- Consumo diario de reactivo

$$C_{\text{poli}} = 5140.7 \left(\frac{\text{kgSS}}{\text{h}} \right) \cdot \frac{4}{10^3} \left(\frac{\text{kgpoli}}{\text{kgSS}} \right) \cdot 8 \left(\frac{\text{h}}{\text{dia}} \right) = 164.5 \frac{\text{kg polielectrolito}}{\text{dia}}$$

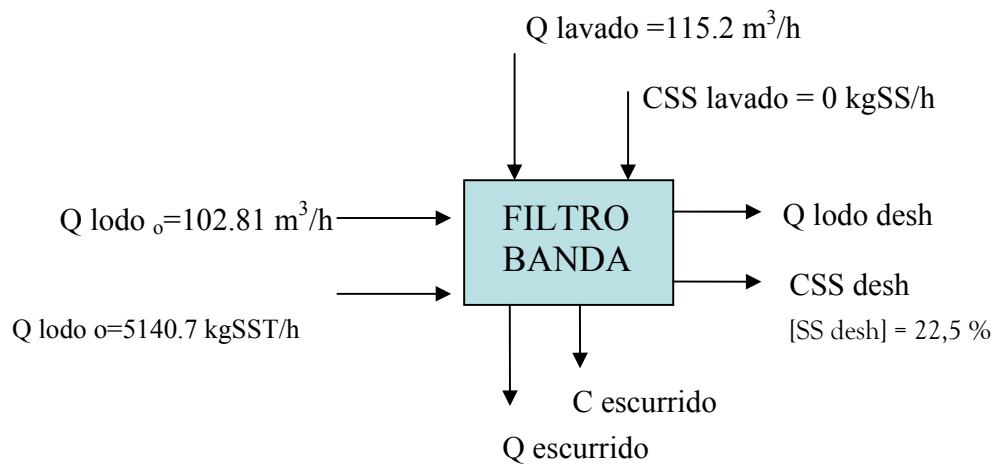
- Caudal diario de polielectrolito

$$Q_{\text{poli}} = \frac{164.5 \left(\frac{\text{kg poli}}{\text{dia}} \right)}{5.5 \left(\frac{\text{kg poli}}{\text{m}^3} \right)} = 29.9 \frac{\text{m}^3 \text{ polielectrolito}}{\text{dia}}$$

Se dispondrán 2 depósitos de 15 m³ de volumen unitario.

Realizaremos un nuevo balance de masa y otro de caudales a la unidad de filtrado para conocer de agua y lodos que entran y salen de la unidad de deshidratación, así como la composición de cada uno de ellos.

Balance de materia



$$CSS_{\text{desh}} = C_{SS_o} \cdot \text{captura} = 5140.7 \cdot 0,9 = 4626.64 \frac{\text{kgSS}}{\text{h}}$$

$$CSS_{\text{esc}} = CSS_o - CSS_{\text{desh}} = 5140.7 - 4626.64 = 514.07 \frac{\text{kgSS}}{\text{h}}$$

$$Q_{\text{lodo desh}} = \frac{CSS_{\text{desh}}}{[SS_{\text{desh}}]} = \frac{4626.64 \left[\frac{\text{kgSS}}{\text{h}} \right]}{225 \left(\frac{\text{kgSS}}{\text{m}^3} \right)} = 20.56 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

$$Q_{\text{esc}} = Q_{\text{lodo}_o} + Q_{\text{lavado}} - Q_{\text{lodo desh}} = 102.81 + 115.2 - 20.56 = 197.45 \frac{m^3}{h}$$

$$197.45 \frac{m^3}{h} \cdot 8 \frac{h}{\text{dia}} \cdot 5 \frac{\text{dia}}{\text{sem}} \cdot \frac{1 \text{ sem}}{7 \text{ dia}} = 1805.27 \frac{m^3}{\text{dia}}$$

➤ **Recálculo del Módulo de Cogeneración**

En este momento tomamos como dato de partida la nueva cantidad de biogás producido (499.37 m³/h), al cual presenta una capacidad calorífica de 5000 kcal/m³.

La energía obtenida del biogás producido es:

$$499.37 \frac{m^3}{h} \cdot 5000 \frac{kcal}{m^3} = 2496843,52 \frac{kcal}{h}$$

$$2.50 \cdot 10^6 \frac{kcal}{h} \cdot 4,1868 \frac{kJ}{kcal} \cdot \frac{1}{3600} \frac{h}{s} = 2903.83 \frac{kJ}{s} = 2903.83 \text{ Kw}$$

Adoptamos el mismo modelo de Módulo de Cogeneración a biogás de la marca ICOGEN-PERKINS (Modelo D600).

Los datos técnicos de este módulo son los siguientes:

Cilindrada: 45.84 l

Consumo biogás: 1838 kwh

Potencia eléctrica (KWe) : 599 KWe

Rendimiento eléctrico: 32.6 %

Potencia Térmica: 934 Kwt

Rendimiento térmico: 50,8 %

Rendimiento Total : 83.4 %

Las necesidades técnicas que tengo ahora en la planta son de $2114698,39 \frac{kcal}{h}$, o lo que es lo mismo 2459,39 kwh, por lo tanto, según la potencia térmica obtenida en la cogeneración, será necesario un aporte extra de 1525.39 kwh.

También es necesario tener en cuenta que el consumo del módulo de cogeneración es 1838 kwh y que la planta produce 2903.83 kwh, por lo tanto tendremos un exceso de 1065,83 kwh debido al biogás sobrante que podremos aprovechar.

Quemando este sobrante de biogás en la caldera podremos obtener una potencia térmica extra de:

$$1065.83 \text{ kwh} \cdot 0,85 = 905,95 \text{ kwh}$$

Si el aporte extra necesario para el calentamiento total de los lodos era de 2459.39 kwh, aún me siguen faltando 619.44 kwh, los cuales deberán ser aportados mediante la combustión de gasoil en la caldera.

$$619.44 \text{ kwh} = 619.44 \frac{kJ}{s} \cdot \frac{3600s}{1h} \cdot \frac{1kcal}{4,1868kJ} = 532622,15 \frac{kcal}{h}$$

$$\text{Siendo } \varphi \text{ gasoil} = 850 \frac{kg}{m^3}$$

$$\text{y su poder calorífico} = 8200 \frac{kcal}{kg}$$

$$\text{Gasoil necesario} = \frac{532.62 \cdot 10^3 \left(\frac{\text{kcal}}{\text{h}} \right)}{0,85 \cdot 8200 \left(\frac{\text{kcal}}{\text{kg gasoil}} \right)} \cdot \frac{1000 \left(\frac{\text{l gasoil}}{\text{kg gasoil}} \right)}{850} = 89.90 \frac{\text{l gasoil}}{\text{h}}$$

En cuanto a la potencia eléctrica obtenida del módulo de cogeneración es de 599 kweh. Esta energía será utilizada para abastecer parte del consumo eléctrico que tiene la planta para su funcionamiento.

En cuanto a la antorcha para la combustión de biogás sobrante, ésta tendrá una capacidad de combustión un 25% mayor al caudal de biogás a quemar.

Cálculos de la antorcha:

$$1065,83 \text{ kwh} = 1065.83 \frac{\text{kJ}}{\text{s}} \cdot \frac{3600\text{s}}{1\text{h}} \cdot \frac{1 \text{ kcal}}{4,1868 \text{ kJ}} = 916448 \frac{\text{kcal}}{\text{h}}$$

$$916448 \frac{\text{kcal}}{\text{h}} \cdot \frac{1}{5000 \text{ kcal}} \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 183.29 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

$$183.29 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \cdot 1,25 = 229.11 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

DOCUMENTO III: PLIEGO DE CONDICIONES

1. Objetivo	263
2 Disposiciones generales.....	264
2.1 Contradicciones, omisiones o errores	264
2.2 Trabajos preparatorios	264
2.2.1 Comprobación del replanteo.....	264
2.3.2 Fijación de los puntos de replanteo	265
2.3.3 Programación de los trabajos	266
2.3 Plazo de ejecución	266
2.4 Desarrollo y control de los trabajos	266
2.4.1 Ensayos.....	267
2.4.2 Equipos de maquinaria	267
2.4.3 Materiales	268
2.4.3.1 Procedencia y ensayo de los materiales.....	268
2.4.3.2 Inspección en planta	269
2.4.3.3 Inspección de los materiales	269
2.4.3.4 Manipulación de los materiales	269
2.4.3.5 Materiales utilizados en relleno.....	269
2.4.3.6 Materiales defectuosos	270
2.4.3.7 Cemento.....	270
2.4.3.8 Agua.....	271
2.4.3.9 Aditivos	271
2.4.4 Acopios.....	271
2.4.5 Trabajos nocturnos	272
2.4.6 Descanso en días festivos	273
2.4.7 Trabajos defectuosos o no autorizados.....	273
2.4.8 Señalización de las obras.....	273

2.4.9	Accidentes de trabajo.....	274
2.4.10	Precauciones especiales.....	275
2.4.10.1	Lluvia.....	275
2.4.10.2	Incendios.....	275
2.4.11	Personal Técnico.....	276
2.5	Medición de las obras	276
2.6	Certificaciones.....	277
2.6.1	Precio unitario.....	277
2.6.2	Partidas alzadas.....	277
2.6.3	Instalaciones y equipos de maquinaria	277
2.7	Legislación total	277
2.8	Recepciones, garantías y obligaciones del contratista.....	278
2.8.1	Recepción provisional	278
2.8.2	Plazo de garantía.....	279
2.8.3	Recepción definitiva	279
2.8.4	Prescripciones particulares	280
2.9	Gastos de cuenta del contratista.....	280
2.10	Ingeniero director de obras. Funciones.....	281
3.	Condiciones de los materiales y equipos Ensayos.....	283
3.1	Referencias y normativas.....	283
3.2	Condiciones para los materiales	284
3.2.1	Condiciones generales para los materiales	284
3.2.2	Condiciones para el hormigón	286
3.2.2.1	Fabricación del hormigón.....	286
3.2.2.2	Transporte y vertido del hormigón	286
3.2.2.3	Puesta en obra y compactación del hormigón	287
3.3	Condiciones para los equipos	288
3.3.1	Condiciones para las bombas	288
3.3.2	Condiciones para los tanques de almacenamiento.....	289
3.4	Condiciones sobre instalaciones auxiliares	289

3.4.1	Condiciones sobre pintura y preparación de superficies	289
3.4.2	Condiciones para las purgas y venteos	290
3.4.3	Condiciones para la instrumentación.....	290
4.	Equipos a presión. Disposiciones generales	292
4.1	Referencias y normativas.....	292
4.2	Definiciones generales.....	292
4.2.1	Aparato sometido a presión	292
4.2.2	Tuberías	293
4.2.3	Sistemas	293
4.2.4	Diseño mecánico.....	293
4.2.5	Ingeniería	293
4.2.6	Inspecciones y pruebas previas.....	294
4.2.7	Inspecciones y pruebas periódicas.....	294
4.2.8	Control de calidad.....	294
4.3	Condiciones generales para todos los aparatos.....	294
4.3.1	Manual de diseño.....	295
4.3.2	Certificados.....	295
4.3.3	Proceso de fabricación	296
4.3.4	Legalización de aparatos a presión	296
4.3.5	Comprobación de servicios auxiliares	297
4.3.5.1	Equipo eléctrico	297
4.3.5.2	Agua de refrigeración	297
4.3.5.3	Aire de instrumentos	298
4.3.5.4	Red contra incendios	298
4.3.5.5	Sistemas de drenaje	298
4.3.5.6	Seguridad	298
5.	Medición y abono de las obras	299
5.1	Mediciones y valoraciones	299
5.2	Condiciones económicas	299
5.3	Condiciones de índole legal.....	299

6. Ejecución de las obras	300
6.1 Ejecución general.....	300
6.2 Replanteo	300
6.3 Orden de los trabajos	301
6.4 Marcha de las obras	301
6.5 Obra civil	301
6.6 Instalaciones varias.....	301
6.7 Responsabilidad de la contrata	302
6.8 Dirección de los trabajos	302
6.9 Legalización.....	302
7. Prescripciones Técnicas.....	303
7.1 Definición y alcance	303
7.1.1 Objeto	303
7.1.2 Documentos que definen las obras	303
7.1.2.1 Documentos contractuales	303
7.1.2.2 Documentos informativos.....	303
7.1.3 Compatibilidad y relación entre documentos	304
7.1.4 Representación del contratista	304
7.1.5 Disposiciones técnicas y legales.....	305
7.1.6 Comprobación del replanteo e iniciación de las obras	307
7.1.7 Programa de trabajo.....	307
8. Estudio de Seguridad en Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales ..	308

1. OBJETIVO

Las prescripciones contenidas en el presente Pliego de Condiciones se refieren al suministro de materiales, instalaciones, medios auxiliares, maquinaria y equipos y la ejecución de todas las operaciones y trabajos necesarios para la construcción, pruebas y terminación de los trabajos de preparación del terreno en conformidad con la presente especificación y demás documentos contractuales. Contiene las condiciones técnicas normalizadas referentes a los materiales y equipos, el modo de ejecución, medición de las unidades de obra y, en general, cuantos aspectos han de regir en las obras comprendidas en el presente proyecto. El pliego de condiciones constituye el documento más importante desde el punto de vista contractual.

El contratista está obligado a ejecutar el proyecto según se especifica en el pliego de condiciones.

Del mismo modo, la administración podrá conocer de forma detallada las diferentes tareas que se desarrollarán durante la ejecución del proyecto.

2. DISPOSICIONES GENERALES

2.1 .Contradicciones, omisiones o errores

En el caso de contradicción entre los planos y el pliego de prescripciones técnicas, prevalecerá lo indicado en este último. Lo mencionado en el pliego de prescripciones técnicas y omitido en los planos o viceversa, habrá de ser aceptado como si estuviese expuesto en ambos documentos, siempre que, a juicio del director de obras, quede suficientemente definida la unidad de obra correspondiente y esta tenga precio en el contrato.

En todo caso, las contradicciones, omisiones o errores que se adviertan en estos documentos por el director o contratista deberán reflejarse en el acta de comprobación.

2.2 .Trabajos preparatorios

Los trabajos preparatorios para el inicio de las obras consistirán en:

- Comprobación del replanteo.
- Fijación y conservación de los puntos del replanteo.
- Programación de los trabajos.

2.2.1. Comprobación del replanteo

En el plazo de quince días a partir de la adjudicación definitiva se comprobarán, en presencia del adjudicatario o de su representante, el replanteo de las obras efectuadas antes de la licitación, extendiéndose la correspondiente acta de comprobación del replanteo.

El acta de comprobación del replanteo reflejará la conformidad o la disconformidad del replanteo respecto a los documentos contractuales del proyecto, refiriéndose expresamente a las características geométricas de los trabajos, así como a cualquier punto que en caso de disconformidad pueda afectar al cumplimiento del contrato.

Cuando el acta de comprobación del replanteo refleje alguna variación respecto a los documentos contractuales del proyecto, deberá ser acompañada de un nuevo presupuesto, valorado a los precios del contrato.

2.2.2. Fijación de los puntos de replanteo

La comprobación del replanteo deberá incluir como mínimo los datos y referencias previstos para poder materializar las obras, así como los puntos fijos o auxiliares necesarios para los sucesivos replanteos de detalles y de otros elementos que puedan estimarse precisos.

Los puntos de referencia para los sucesivos replanteos se marcarán con los medios adecuados para evitar su desaparición.

Los datos, cotas y puntos fijados se anotarán en un anexo al acta de comprobación del replanteo, el cual se unirá al expediente de las obras, entregándose una copia al contratista.

El contratista se responsabilizará de la conservación de las señales de los puntos que hayan sido entregados.

2.2.3. Programación de los trabajos

En el plazo que se determine en días hábiles a partir de la aprobación del acta de comprobación del replanteo, el adjudicatario presentará el programa de trabajos de las obras. Dicho programa de trabajo incluirá los siguientes datos:

- Fijación de las clases de obras y trabajos que integran el proyecto e indicación de las mismas.
- Determinación de los medios necesarios (instalaciones, equipos y materiales).
- Valoración mensual y acumulada de la obra, programada sobre la base de los precios unitarios de adjudicación.
- Representación gráfica de las diversas actividades, en un gráfico de barras o en un diagrama espacio – tiempo.

Cuando del programa de trabajos se deduzca la necesidad de modificar cualquier condición contractual, dicho programa deberá ser redactado por el adjudicatario y por la dirección técnica de las obras, acompañándose de la correspondiente propuesta de modificación para su tramitación reglamentaria.

2.3. Plazos de ejecución

El contratista empezará las obras al día siguiente de la fecha del acta de comprobación de replanteo, debiendo quedar terminadas en la fecha acordada en dicho acta.

2.4 Desarrollo y control de los trabajos

Para el mejor desarrollo y control de los trabajos, el adjudicatario seguirá las normas que se indican en los apartados siguientes:

2.4.1 Ensayos

El número de ensayos y su frecuencia, tanto sobre materiales como unidades de obras terminadas, será fijado por el ingeniero director, y se efectuarán con arreglo a las normas afectantes a cada unidad de obra, o, en su defecto, con arreglo a las instrucciones que dicte el director.

El adjudicatario abonará el costo de los ensayos que se realicen, que no podrán superar el 1 % del presupuesto de adjudicación.

El contratista está obligado a realizar su autocontrol de cotas, tolerancias y geométrico en general, así como el de calidad, mediante ensayos materiales, densidades de compactación, etc. Se entiende que no se comunicará a la dirección de obra que una unidad de obra está terminada a juicio del contratista para su comprobación hasta que el mismo contratista, mediante su personal facultativo para el caso, haya hecho sus propias comprobaciones y ensayos y se haya asegurado de cumplir las especificaciones.

Así, el contratista está obligado a disponer de los equipos necesarios para dichas mediciones y ensayos.

2.4.2 Equipos de maquinaria

El contratista quedará obligado a situar en las obras los equipos de la maquinaria que se comprometa a aportar en la licitación, y que el director de las obras considere

necesario para el correcto desarrollo de las mismas. Dichos equipos de maquinaria deberán ser aprobados por el director.

La maquinaria y demás elementos de trabajo deberán estar en perfectas condiciones de funcionamiento y quedar adscritos a la obra durante el curso de la ejecución de las unidades en las que deban utilizarse. No podrán retirarse sin el consentimiento del director.

2.4.3 Materiales

2.4.3.1 Procedencia y ensayo de los materiales

Cada uno de los materiales cumplirá las condiciones que se especifican en los artículos siguientes, que habrán de comprobarse, siempre, mediante los ensayos correspondientes.

El contratista propondrá los lugares, fábricas o marcas de los materiales, que serán de igual o mejor calidad que las definidas en este Pliego y habrán de ser comprobadas por el Director de Obras, previamente a su utilización.

El Director de Obras podrá verificar, siempre que lo juzgue necesario, pruebas o ensayos de los materiales. Todos los materiales que no cumplan con las condiciones exigidas, serán retirados de la obra en un plazo máximo de 8 días.

Cuando la procedencia de los materiales no esté fijada en el pliego de prescripciones técnicas, los materiales requeridos para la ejecución del contrato serán fijados por el contratista de las fuentes de suministro que este estime oportuno.

El no rechazo de un material no implica su aceptación. El no rechazo o la aceptación de una procedencia no impide el posterior rechazo de cualquier partida de material de ella que no cumpla las prescripciones, ni incluso la eventual prohibición de dicha procedencia.

En ningún caso podrán ser acoplados y utilizados en los trabajos materiales cuya procedencia no haya sido aprobada por el director.

2.4.3.2 Inspección en planta

Si el volumen de la obra, la marcha de la construcción y otras consideraciones lo justifican, el ingeniero puede proceder a la inspección del material o de los artículos manufacturados en sus respectivas fuentes.

2.4.3.3 Inspección de los materiales

Con objeto de facilitar la inspección y prueba de los materiales, el contratista notificará al ingeniero con dos semanas como mínimo de antelación a la entrega.

2.4.3.4 Manipulación de materiales

Todos los materiales se manipularán con cuidado, y de tal modo que se mantengan su calidad y aptitud para la obra.

2.4.3.5 Materiales utilizados en relleno

Los materiales a utilizar en terraplenes serán suelos o materiales que se obtendrán de las excavaciones realizadas en la obra, si se cumplen las condiciones detalladas. O de los prestamos que se autoricen por el Director de Obras.

Empleo y calidad de los materiales

El material de relleno en las zanjas para tuberías y hasta la cota definida en los planos, será seleccionado de excavación debiendo cumplir las siguientes condiciones:

“No contendrán elementos de tamaño superior a 20 mm y la fracción cernida por el tamiz # 200 ASTM será inferior al 25% en peso.

2.4.3.6 Materiales defectuosos

Todos los materiales que no se ajusten a los requisitos del pliego de condiciones se considerarán defectuosos y, por tanto, se retirarán inmediatamente del lugar de la obra, a menos que el ingeniero ordene lo contrario.

Los materiales rechazados, cuyos defectos se hayan corregido substancialmente, no se utilizarán mientras no se les haya otorgado la aprobación.

2.4.3.7 Cemento

El cemento a utilizar cumplirá las prescripciones indicadas en el vigente Pliego de Condiciones.

El tipo, clase y categoría del cemento a utilizar en las obras será Pórtland PA-350.

Cada 50 toneladas o fracción de cemento utilizado, el Contratista realizará los ensayos pertinentes o presentará un certificado que demuestre a juicio del Director de obras de modo satisfactorio, que el cemento cumple con las condiciones exigidas.

En los cementos almacenados, el Contratista realizará cada 30 días los ensayos de fraguado, estabilidad al agua caliente y resistencia al mortero normal a los 7 días de edad.

2.4.3.8 Agua

El agua será clara, limpia y libre de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias perjudiciales para la calidad del hormigón, acero o la adherencia entre ambos.

Cuando no se tengan antecedentes de su utilización deberá realizarse un análisis de las aguas y cumplir las prescripciones impuestas en el artículo 6º de la “Instrucción para el Proyecto y Ejecución de obra de Hormigón en masa o armado”.

2.4.3.9 Aditivos

Se definen como aditivos a emplear en hormigones y morteros aquellos productos sólidos o líquidos, excepto cemento, áridos y agua, que mezclados durante el amasado modifican o mejoran las características del mortero y hormigón, especialmente en lo referente al fraguado, endurecimiento, plasticidad, impermeabilidad e inclusión de aire.

Los aditivos podrán emplearse previa aprobación expresa del Director de Obras, quien determinará el tipo y dosificación del producto a emplear, previo ensayo si lo considera oportuno.

2.4.4. Acopios

Quedará terminantemente prohibido, salvo autorización escrita del director, efectuar acopio de materiales, cualesquiera que sea su naturaleza, sobre la plataforma de obra y en aquellas zonas marginales que defina el director.

Se considera especialmente prohibido el depositar materiales, herramientas, maquinaria, escombros o cualquier otro elemento no deseable, en las siguientes zonas:

- Áreas de proceso adyacentes o limítrofes con la zona donde se realizan los trabajos.
- Desagües y zonas de trabajo en general.
- Vías de acceso a casetas de operación, puntos de reunión para estados de emergencia y puntos de situación de extintores.
- Calles y vías de circulación interior, tanto de la zona de construcción como de áreas de proceso adyacentes a ésta.
- En general, cualquier lugar en el que la presencia de materiales, herramientas o utensilios pueda entorpecer las labores de mantenimiento y operación de las unidades de proceso, o pueda dificultar el proceso de emergencia de la planta.

Los materiales se almacenarán en forma tal que se asegure la preservación de su calidad para su utilización en la obra, requisito que deberá de ser comprobado en el momento su utilización.

Las superficies empleadas en la zona de acopios deberán acondicionarse de forma que, una vez terminada su utilización, recuperen su aspecto original. Todos los gastos que de ello se deriven correrán por cuenta del contratista.

2.4.5. Trabajos nocturnos

Los trabajos nocturnos deberán ser previamente autorizados por el director, y solamente realizados en aquellas unidades de obra que así lo requieran. El contratista deberá instalar los equipos de iluminación y mantenerlos en perfecto estado mientras duren los trabajos nocturnos.

2.4.6. Descanso en días festivos

En los trabajos concedidos a la contrata se cumplirá puntualmente el descanso en días festivos, del modo que se señale en las disposiciones vigentes.

En casos excepcionales, en los que fuera necesario trabajar en dichos días, se procederá como indican las citadas disposiciones.

2.4.7. Trabajos defectuosos o no autorizados

Los trabajos defectuosos no serán de abono, debiendo ser demolidos por el contratista y reconstruidos en el plazo de acuerdo con las prescripciones del proyecto.

Si alguna obra no se hallase ejecutada con arreglo a las condiciones del contrato y fuera, sin embargo, admisible a juicio del ingeniero director de obras, podrá ser recibida provisionalmente, y definitivamente en su caso, quedando el adjudicatario obligado a conformarse, sin derecho a reclamación, con la rebaja económica que el ingeniero director estime, salvo en el caso de que el adjudicatario opte por la demolición a su costa y las rehaga con arreglo a las condiciones del contrato.

2.4.8. Señalización de las obras

El contratista queda obligado a señalizar a su costa las obras objeto del contrato, con arreglo a las instrucciones y uso de aparatos que prescriba el director.

2.4.9. Accidentes de trabajo

De conformidad con lo establecido en el artículo 71 del Reglamento de la Ley de Accidentes de Trabajo, el contratista está obligado a contratar, para su personal, el seguro contra riesgo por accidentes de trabajo.

El contratista y la dirección de obra fijarán de antemano las condiciones de seguridad en las que se llevarán a cabo los trabajos objeto del presente proyecto, así como las pruebas, ensayos, inspecciones y verificaciones necesarias, que en cualquier caso deberán ser, como mínimo, las prescritas por los reglamentos actuales vigentes.

No obstante, en aquellos casos en que el contratista o la dirección consideren que se deben tomar disposiciones adicionales de seguridad, podrán tomarse éstas sin reserva alguna.

Por otra parte, el contratista será responsable de suministrar al personal a su cargo los equipos necesarios para que éste trabaje en las condiciones de seguridad adecuadas, tales como cascos, caretas, botas reforzadas, gafas de protección, etc.

Asimismo, serán responsabilidad del contratista los posibles daños causados en las instalaciones, tanto terminadas o aún en construcción, ocasionados por personas ajenas a la obra dentro del horario establecido de trabajo, así como de los accidentes personales que puedan ocurrir.

2.4.10. Precauciones especiales

2.4.10.1. Lluvias

Durante las fases de construcción, montaje e instalación de obras y equipos, estos se mantendrán en todo momento en perfectas condiciones de drenaje. Las cunetas y demás desagües se mantendrán de modo tal que no produzcan daños.

El equipo que no necesite revisión o inspección previa a su instalación no será desembalado hasta el momento de la misma. Se protegerá el equipo desembalado de la lluvia mediante cubiertas y protectores adecuados.

2.4.10.2. Incendios

El contratista deberá atenerse a las disposiciones vigentes para la prevención y control de incendios, y a las recomendaciones u órdenes que reciba del director.

En todo caso, adoptará las medidas necesarias para evitar que se enciendan fuegos innecesarios, y será responsable de evitar la propagación de los que se requieran para la ejecución de las obras, así como de los daños y perjuicios que se puedan producir.

No obstante lo anterior, el contratista podrá exigir el asesoramiento de un técnico de seguridad competente, elegido por la dirección, en todos los casos en los que lo estime conveniente, y, particularmente, en aquellos en los que el riesgo de producción de incendio sea más elevado (soldadura, corte con soplete, etc.).

2.4.11. Personal técnico

El contratista está obligado a dedicar a los trabajos (tanto de obra civil como de montaje e instalación de líneas y equipos) el personal técnico a que se comprometió en la licitación. A pie de las obras, y al frente de las mismas, deberá haber un ingeniero superior.

El personal así designado no será asignado a otras obligaciones mientras duren los trabajos.

Por otra parte, el personal a cargo del contratista deberá estar lo suficientemente cualificado para la realización de los trabajos. Es responsabilidad del contratista, por lo tanto, cualquier retraso derivado de la incompetencia o ignorancia del personal a su cargo.

El director podrá prohibir la presencia en la zona de trabajos de determinado personal del contratista por motivo de falta de obediencia o respeto, o por causa de actos que comprometan o perturben, a su juicio, la seguridad, integridad o marcha de los trabajos.

El contratista podrá recurrir, si entendiéndose que no hay motivo fundado para dicha prohibición.

2.5 Medición de obras

La forma de realizar la medición, y las unidades de medida a utilizar, serán definidas en el pliego de prescripciones técnicas para cada unidad de obra. Todas las mediciones básicas para el abono deberán de ser conformadas por el director y el representante del contratista.

Las unidades que hayan de quedar ocultas o enterradas deberán ser medidas antes de su ocultación. Si la medición no se efectuó a su debido tiempo, serán de cuenta del contratista las operaciones para llevarlas a cabo.

2.6 Certificaciones

El importe de los trabajos efectuados se acreditará mensualmente al contratista por medio de certificaciones expedidas por el director en la forma legalmente establecida.

2.6.1 Precio unitario

Los precios unitarios fijados en el contrato para cada unidad de obra cubrirán todos los gastos efectuados para la ejecución material de la unidad correspondiente, incluidos los trabajos auxiliares, mano de obra, materiales y medios auxiliares de cada unidad de obra, siempre que expresamente no se indique lo contrario en este pliego de prescripciones técnicas.

2.6.2 Partidas alzadas

Las partidas alzadas a justificar se abonarán consignando las unidades de obra que comprenden los precios del contrato, o los precios aprobados si se trata de nuevas unidades.

2.6.3 Instalaciones y equipos de maquinaria

Los gastos correspondientes a instalaciones y equipos de maquinaria se considerarán incluidos en los precios de las unidades correspondientes, y, en consecuencia, no serán abonados separadamente.

2.7 Legislación social

El contratista estará obligado al cumplimiento de lo establecido en la Ley sobre el Contrato del Trabajo y Reglamentaciones de Trabajo Regulatoras de Subsidio y Seguros Sociales vigentes.

2.8 Recepciones, garantías y obligaciones del contratista

El adjudicatario deberá obtener a su costa todos los permisos y licencias para la ejecución de las obras. Del mismo modo serán de su cuenta los gastos derivados de los permisos y tasas.

La recepción, garantías y obligaciones del contratista serán las siguientes:

- Recepción provisional.
- Plazo de garantía.
- Recepción definitiva.

2.8.1 Recepción provisional

Una vez terminados los trabajos, se procederá al examen global por parte del director, el cuál, si los considera aptos para ser recibidos, extenderá un acta donde así lo haga constar, procediéndose inmediatamente a la puesta en marcha y entrada en normal funcionamiento de las instalaciones.

En ningún caso la recepción provisional tendrá lugar antes de las siguientes operaciones:

- Inspección visual de todos los equipos y líneas, así como de los equipos auxiliares.
- Prueba hidrostática de las áreas que así lo requieran.
- Lavado del equipo tal y como se expone en el apartado “aparatos a presión” del presente pliego de condiciones.
- Comprobación de servicios auxiliares.

Teniendo en cuenta lo anterior, la obra no podrá ponerse en funcionamiento por partes desde su inicio, a menos que, a juicio del ingeniero director, no se perjudique la

integridad de la instalación y no se interfiera en la normal operación de otras unidades o procesos adyacentes.

Si el ingeniero director apreciase en las obras defectos de calidad u otras imperfecciones que, a su juicio, pudieran resultar perjudiciales o poco convenientes, el contratista deberá reparar o sustituir, a su costa, dichas partes o elementos no satisfactorios.

2.8.2 Plazo de garantía

Será de un año, contado a partir de la fecha de recepción provisional, salvo indicación contraria expresa en el pliego de contratación de la obra. Durante dicho periodo, las posibles obras de reparación, conservación y sustitución serán por cuenta del contratista, siendo este responsable de las faltas que puedan existir.

En caso de existir defectos o imperfecciones, no servirá de disculpa ni le dará derecho alguno al contratista el que el director o subalterno hayan examinado durante la construcción, reconocido sus materiales o hecho su valoración en las relaciones parciales. En consecuencia, si se observan vicios o imperfecciones antes de efectuarse la recepción, se dispondrá que el contratista demuela y reconstruya, o bien repare, de su cuenta, las partes defectuosas.

2.8.3 Recepción definitiva

Transcurrido el plazo de garantía, y previo a los trámites reglamentarios, se procederá a efectuar la recepción definitiva de las obras, una vez realizado el oportuno reconocimiento de las mismas y en el supuesto de que todas ellas se encuentren en las condiciones debidas.

En caso de que, al proceder al reconocimiento de las obras, estas no se encontrasen en estado de ser recibidas, se aplazará su recepción hasta que estén en condiciones de serlo.

Al proceder a la recepción definitiva de las obras, se extenderá por cuadruplicado el acta correspondiente.

2.8.4 Prescripciones particulares

En todos aquellos casos en que, a juicio del director de las obras, se haga aconsejable para la ejecución de los trabajos previstos la fijación de determinadas condiciones específicas, se procederá a la redacción por este del oportuno pliego de prescripciones particulares, que ha de ser aceptado por el contratista, quedando obligado a su cumplimiento.

2.9 Gastos de cuenta del contratista

Serán de cuenta del contratista, siempre que en el contrato no se prevea explícitamente lo contrario, los siguientes gastos:

- Los gastos de construcción y retirada de toda clase de construcciones auxiliares.
- Los gastos de alquiler o adquisición de terreno para depósito de maquinaria y materiales.
- Los gastos de protección de acopios y de la propia obra contra todo deterioro, daño o incendio, cumpliendo los requisitos vigentes para almacenamiento de explosivos y carburantes.
- Los gastos de limpieza y evacuación de desperdicios de basuras.

- Los gastos de suministro, colocación y conservación de señales de tráfico, balizamiento y demás recursos necesarios para proporcionar seguridad dentro de las obras.
- Los gastos de montaje, conservación y retirada de instalaciones para el suministro del agua y la energía eléctrica necesarias para las obras.
- Los gastos de demolición y desmontaje de las instalaciones provisionales.
- Los gastos de retirada de materiales rechazados y corrección de las deficiencias observadas y puestas de manifiesto por los correspondientes ensayos y pruebas.

2.10 Ingeniero director de obras. Funciones

El ingeniero director de obras será responsable de la inspección y vigilancia de la ejecución del contrato, y asumirá la representación de la administración o de la entidad pertinente frente al contratista.

Las funciones del ingeniero director de obras serán las siguientes:

- Garantizar la ejecución de las obras con estricta sujeción al proyecto aprobado, o modificaciones debidamente autorizadas.
- Definir aquellas condiciones técnicas que en el presente pliego de condiciones se dejen a su decisión.
- Resolver todas las cuestiones técnicas que surjan en cuanto a la interpretación de los planos, condiciones de materiales y de ejecución de unidades de obra, siempre que no se modifiquen las condiciones del contrato.
- Estudiar las incidencias o problemas planteados en las obras que impidan el normal cumplimiento del contrato o aconsejen su modificación, tramitando, en su caso, las propuestas correspondientes.

- Proponer las actuaciones procedentes para obtener, de los organismos oficiales y de los particulares, los permisos y autorizaciones necesarias para la ejecución de las obras y ocupaciones de los bienes afectados por ellas, y resolver los problemas planteados por los servicios y servidumbres relacionados con las mismas.
- Asumir personalmente bajo su responsabilidad, en casos de urgencia o gravedad, la dirección inmediata de determinadas operaciones o trabajos en curso, para lo cual, el contratista deberá poner a su disposición el personal y el material de la obra.
- Acreditar al contratista las obras realizadas conforme a lo dispuesto en los documentos del contrato.
- Participar en las recepciones provisionales y definitivas y redactar la liquidación de las obras conforme a las normas legales establecidas.

El contratista estará obligado a prestar su colaboración al ingeniero director para el normal cumplimiento de las funciones a éste encomendadas.

3. CONDICIONES DE LOS MATERIALES Y EQUIPOS

El presente apartado del pliego de condiciones tiene por objeto establecer las calidades y características de los equipos y dispositivos objeto de este proyecto, así como de los materiales que los constituyen.

3.1. Referencias y normativas

Se tendrán como de obligado cumplimiento las siguientes normas y estándares:

Código de construcción de recipientes a presión ASME, Sección VIII, División I. Se aplicarán las prescripciones de este código en los aspectos referentes a presiones y temperaturas de diseño, espesores de cuerpos y fondos, presiones de prueba, tests hidrostáticos y soldadura. Se aplicarán también las prescripciones de este código a las juntas.

Standards of the Tubular Exchangers Manufacturers Association (TEMA). Sixth Edition, 1986.

Norma ANSI B.36.10 para dimensiones de tuberías de acero al carbono y aleado soldadas y sin soldadura.

Norma ANSI B.16.5 para clasificación presión – temperatura, bridas, espárragos para bridas, válvulas bridadas y accesorios bridados de acero.

Norma ANSI B.18.2 para espárragos y tuercas.

Norma ANSI B.16.9 para accesorios de acero para soldar a tope.

Norma ANSI B.16.11 para accesorios de acero para soldar a enchufe y roscados.

Norma ANSI B.16.10 para la definición de dimensiones de válvulas bridadas.

Norma ANSI B.16.34. para válvulas para soldar a tope.

Norma API 600 para válvulas de compuerta.

Norma API 602 para válvulas de compuerta de pequeña dimensión.

Norma API 598 para inspección y prueba de válvulas.

Norma API RP 520 para el dimensionamiento de válvulas de seguridad para recipientes a presión.

Norma ASTM A-106 gr. B para tuberías de acero al carbono sin soldaduras.

Norma ASTM A-234 WPB para accesorios de acero al carbono obtenidos de tubos para soldar a tope.

Norma ASTM A-216 WCB para válvulas y accesorios bridados de acero al carbono fundido.

Norma ASTM A-105 para bridas, válvulas y accesorios de acero al carbono forjado roscados y para soldar a enchufe.

Norma ASTM A-193 B7 para espárragos.

Norma ASTM A-194 gr. 2H para tuercas.

Norma ASME SA-285 gr. C para cuerpos cilíndricos y fondos de recipientes.

Norma ASME SA-179 para tubos de intercambiador de calor.

3.2. Condiciones para los materiales

3.2.1. Condiciones generales para los materiales

Todos los materiales tendrán las condiciones técnicas que dictan las normas citadas en el subapartado “referencias y normativas” del presente apartado del pliego de condiciones.

Las características de los mismos serán las expresadas en los subapartados que siguen, pudiendo la dirección técnica desechar aquellos que a su juicio no las reúnan.

No podrán ser en ningún caso distintos en sus características a los tipos proyectados. Si hubiese que variar la clase de algunos inicialmente aprobados, los nuevos no podrán ser instalados sin la previa autorización de la dirección de obra, la cual podrá someterlos a cuantas pruebas estime oportunas.

Así pues, se utilizarán las siguientes clases de acero:

- Estructuras: A-42b (MV-102)
- Tornillería ordinaria: A-4T (MV-106)
- Tornillería para alta resistencia: A-8T (MV-107)
- Chapa de acero según norma UNE 36080, revisión 3ª, calidad A-42b
- Electrodo UNE 14003, 14002, 14023
- Pernos de anclaje: A-307 GB ASTM

Calidad del hormigón:

Resistencia características en probeta cilíndrica de 15 x 30 cm a los 28 días.

- En cimentaciones y estructuras: 210 Kg/cm²
- En estructura impermeable. 250 Kg/cm²
- En masa: 120 Kg/cm²
- De limpieza: 50 Kg/cm²

Calidad de armaduras:

Límite aparente o convencional.

- Barras corrugadas de alta adherencia: 4200 Kg/cm²
- Mallazo electro soldado: 5000 Kg/cm²

3.2.2. Condiciones del hormigón

3.2.2.1. Fabricación del hormigón

El contratista dosificará los elementos de forma que el hormigón proporcionado satisfaga las condiciones de resistencia especificadas, y como mínimo tendrá una cantidad de cemento de 250 Kg/m³ de hormigón armado y 150 Kg/m³ para hormigón en masa.

Los materiales se introducirán en el siguiente orden:

- 1º. Una parte de la dosis de agua.
- 2º. El cemento y la arena simultáneamente.
- 3º. La grava.
- 4º. El resto del agua necesaria para completar la dosificación requerida.

Los aditivos se incorporarán según las recomendaciones del fabricante de los mismos.

La totalidad del agua se introducirá antes de haber transcurrido medio minuto, y el tiempo de amasado no será inferior a 1 minuto y medio.

3.2.2.2 Transporte y vertido del hormigón

El hormigón se transportará desde la hormigonera hasta el lugar de vertido tan rápidamente como sea posible, por medios apropiados y de forma que no transcurra más de media hora desde su amasado hasta su colocación definitiva. En ningún caso se tolerará la colocación en obra de masas que acusen un principio de fraguado, disgregación o desecación.

El hormigón se colocará de forma adecuada para evitar su segregación y siempre se verterá desde alturas inferiores a 1 metro, procurando eliminar un excesivo rebote del material, o su proyección directa contra las armaduras y pernos del anclaje.

3.2.2.3 Puesta en obra y compactación del hormigón

Antes de proceder a hormigonar cualquier elemento, el Contratista verificará con la supervisión del Director de Obras, que están colocadas todas las piezas embebidas en el hormigón, armaduras, pernos de anclaje, etc...así como las instalaciones subterráneas que existan.

El Contratista utilizará hormigón uniforme de la misma calidad para todas las unidades de obra similares y no se emplearán hormigones fabricados con cemento de distintas procedencias en una misma estructura o elemento resistente.

Todo el hormigón se vibrará de forma adecuada hasta que cese la disminución de volumen y refluya la pasta a la superficie. El espesor de las masas que hayan de ser compactadas será el necesario para conseguir que la compactación se extienda, sin disgregación de la mezcla, a todo el interior de la misma.

La compactación deberá estar terminada antes de transcurrir una hora desde la fabricación de hormigón.

El Constructor suspenderá el hormigonado cuando se prevea que en las próximas 24 horas puedan alcanzarse temperaturas inferiores a 0°C, o cuando la temperatura ambiente baja a 4°C o sea superior a 45°C. Asimismo, suspenderá el hormigonado durante el periodo de lluvias si no se protege adecuadamente.

Queda prohibido poner en contacto masas frescas de hormigón elaborado con distintos tipos de cemento.

3.3. Condiciones para las bombas

3.3.1. Condiciones para las bombas

Las bombas a instalar, serán iguales a aquellas con las que formen pareja y junto a las cuales conformen un grupo de bombeo, estando diseñadas según las normas API 610 para bombas de proceso, y permaneciendo en reserva durante la operación normal de la unidad.

Las bombas se suministrarán con la correspondiente bancada, sobre la que se montará el conjunto bomba – motor. La bancada estará constituida por perfiles de acero, dimensionada de forma que soporte los esfuerzos de arranque, y garantizará la estabilidad del conjunto bomba – motor.

Cada bomba será instalada dejando una pendiente para la evacuación de posibles derrames. Esta pendiente se dirigirá hacia el lado opuesto del motor.

Así pues, es conveniente instalar un sistema de rieles en el techo del habitáculo con el fin de que sirva como mecanismo de transporte de las bombas en el caso de que tengan que ser evacuadas para cualquier tipo de manipulación.

El contratista presentará al ingeniero director los planos y memorias descriptivas de las bombas a emplear, acompañados de los correspondientes certificados de pruebas de sobrecarga, rodaje, etc., efectuadas en el taller del fabricante.

Los materiales de construcción para las bombas serán para los cuerpos acero AISI 4.410, bielas y ejes de accionamiento en acero inoxidable AISI 431 y empaquetadura grafitada ZG.

El acabado de la bomba será un granallado superficial mediante granalla gruesa angulosa de fundición de coquilla G-47. Imprimación anticorrosiva mediante diluyente con ácido de secado rápido, con un espesor de 25 micras. Y una capa final de resina alquídica con adición de vinilo, con un espesor de capa de 50 micras.

3.3.2. Condiciones para los tanques de almacenamiento

Todos los tanques para el almacenamiento de líquidos, como los tanques dedicados a proceso deberán atender a las siguientes especificaciones.

Estructura metálica de acero al carbono ASTM a 106 gr.B

Recubrimiento interior de 200 µm de resina epoxi.

Recubrimiento exterior de 100 µm + 200 µm de resina epoxi

Zapata de asentamiento con recubrimiento interior de 200 µm de resina epoxi

Aislamiento exterior del tanque de lana de vidrio aglomerada con resina termoendurecibles tipo PI-156, para el caso de los tanques de proceso.

3.4. Condiciones sobre instalaciones auxiliares

3.4.1. Condiciones sobre pintura y preparación de superficies

Todas las superficies exteriores de equipos y tuberías recibirán, antes del pintado, el tratamiento de preparación siguiente:

1. Limpieza con disolventes de las zonas excesivamente cargadas de grasa o aceites, o que durante el proceso de instalación y manipulación hayan quedado impregnadas de estas sustancias o similares.
2. Eliminación de depósitos de óxidos muy voluminosos mediante limpieza manual o mecánica. Esto puede hacerse mediante lijado o cepillado en dos direcciones.
3. Redondeado de aristas vivas y alisado mediante lijado de cordones y salpicaduras de soldadura.
4. Protección de zonas y anexos que no vayan a ser recubiertos.
5. Chorreado con abrasivo (granalla o arena silíceas).
6. Limpieza con aspirador o aire a presión de residuos abrasivos, polvo, y demás partículas extrañas y contaminantes.

Posteriormente, las superficies recibirán cuatro manos de pintura anticorrosión (pasivamente aniónica), como minio de plomo o cromato de zinc de aceite. Se controlará que, tras la capa definitiva, el espesor de la capa protectora de pintura sea de 150 micras como mínimo.

3.4.2. Condiciones para las purgas y venteos

Las purgas y los venteos de las líneas y equipos principales serán de ¾” como mínimo, y dispondrán de válvulas de compuerta soldadas como elementos de cierre.

3.4.3. Condiciones para la instrumentación

Las válvulas de control necesarias para dicha instalación serán las adecuadas para las condiciones de proyecto, y se procurará que quede instalada siguiendo las recomendaciones de la norma API RP 550 (1976).

Los termómetros y manómetros a instalar serán de los tipos fabricados por “*Bourdon*”, “*Wika*” o similar. Se procurará que los márgenes de medición de temperatura en los que vaya a trabajar el aparato en condiciones normales queden en el tercio central de la escala.

4. EQUIPOS A PRESIÓN. DISPOSICIONES GENERALES

Dado que existen equipos y líneas del presente proyecto que trabajan a presión superior a la atmosférica, como el calderín de presurización del espesador por flotación, se fijan las condiciones generales de fabricación, prueba, instalación, operación y funcionamiento de los mismos.

4.1. Referencias y normativas

Se tendrán como referencia y de obligado cumplimiento las siguientes disposiciones y normas:

- Reglamento de Aparatos a Presión del Ministerio de Industria y Energía (R/D 1244/1976 del 4 de abril, B.O.E. nº 128 del 29 de mayo), modificado por el R.D. 1504/1990, de 23 de noviembre de 1990

4.2. Definiciones generales

Con el fin de que la interpretación del presente pliego de condiciones sea clara e inequívoca, se proporcionan, de acuerdo con el Reglamento de Aparatos a Presión del Ministerio de Industria y Energía, las siguientes definiciones:

4.2.1. Aparato sometido a presión

Aparato cuya presión máxima de servicio es superior a la atmosférica. Por lo que se refiere al presente proyecto esta definición se aplica a:

- Caldera de suministro de agua caliente.
- Calderín de presurización.

4.2.2. Tuberías

Líneas de conducción de fluidos a presión o a vacío, no sometidas a fuego directo. Por lo que se refiere al presente proyecto esta definición afecta a:

- Línea de agua caliente.
- Línea del calderín de presurización al flotador.

4.2.3. Sistemas

Conjunto de aparatos a presión, normalmente conectados en secuencia de proceso y susceptibles de ser probados a presión conjuntamente.

4.2.4. Diseño mecánico

Consiste en la definición completa e inequívoca de un aparato a presión en función de los datos básicos de proceso, código de diseño, características de los materiales utilizados, proceso de fabricación y control de calidad.

4.2.5. Ingeniería

Persona jurídica o técnico titulado competente que, mediante el conocimiento y aplicación correcta de los códigos de diseño de aparatos a presión, y a partir de los datos básicos necesarios, realiza el diseño mecánico de dichos aparatos. Estas ingenierías deberán estar inscritas en el Registro de Sociedades de Ingeniería o en el colegio oficial correspondiente, y cumplir los requisitos exigidos por la legislación vigente. Las ingenierías extranjeras que no dispongan de delegación en España debidamente legalizada

deberán tener autorizado por la Dirección General de Innovación Industrial y Tecnológica el correspondiente contrato de asistencia técnica, suscrito con el fabricante o con alguna ingeniería.

4.2.6. Inspecciones y pruebas previas

Toda inspección anterior a la puesta en servicio o durante la misma de un aparato o sistema.

4.2.7. Inspecciones y pruebas periódicas

Toda inspección y prueba posterior a la puesta en servicio de un aparato o sistema.

4.2.8. Control de calidad

Se entiende como tal el de la ingeniería, fabricante o instalador, cuando una inspección o prueba previa se realiza bajo su competencia y responsabilidad.

4.3. Condiciones generales para todos los aparatos

Todas las prescripciones expresadas a continuación se aplicarán a los equipos de nueva instalación relacionados en el subapartado “aparato sometido a presión” del presente apartado del pliego de condiciones, y, de entre ellas, las correspondientes a inspecciones y pruebas, al resto de los equipos disponibles.

4.3.1 Manual de diseño

De acuerdo con lo estipulado en el Reglamento de Aparatos a Presión del Ministerio de Industria y Energía, se entregará una copia al usuario del manual de diseño del aparato considerado, que comprenderá:

- a) Identificación de la ingeniería.
- b) Datos básicos de proceso necesarios para el diseño.
- c) Código de diseño o sistema de cálculo, ambos de reconocida solvencia técnica, y normas de construcción elegidas, cálculos justificativos, vida mínima estimada del equipo y demás especificaciones técnicas complementarias no contempladas por el código elegido y que la buena práctica requiera.
- d) Planos básicos normalizados según UNE, con indicación de los materiales a emplear y de los elementos que, por formar parte integrante del equipo a presión, puedan afectar a la seguridad del mismo.
- e) Especificación de prueba de presión.

La ingeniería que elabore el manual de diseño certificará que dicho manual cumple con el código de diseño elegido y que el aparato que se fabrique de acuerdo con él será adecuado para el fin al que se destina.

4.3.2. Certificados

Los materiales utilizados en la construcción de los elementos resistentes de los aparatos a presión deberán poseer los certificados de calidad correspondientes. Los materiales de aportación que se utilicen en las soldaduras de los componentes de los aparatos a presión estarán clasificados bajo norma de reconocida solvencia técnica.

4.3.3. Proceso de fabricación

Para el proceso de fabricación deberán utilizarse unas normas de construcción, control y pruebas acordes con el código de diseño.

4.3.4. Legalización de aparatos a presión

Para cada aparato a presión construido, con excepción de las tuberías, el fabricante deberá elaborar un manual de construcción acorde al manual de diseño, del cual entregará copia al usuario, que comprenderá:

- a) Número de inscripción en el Libro de Registro de Fabricantes de la respectiva Delegación Provincial del Ministerio de Industria y Energía de la provincia donde se fabrique el aparato.
- b) Nombre, razón social y domicilio de la ingeniería.
- c) Planos constructivos complementarios de los básicos que figuren en manual de diseño, comprobados por la ingeniería si fuese requerido contractualmente para ello por el fabricante o el usuario.
- d) Certificados de calidad de los materiales de base y materiales de aportación y de los componentes del aparato empleado en su construcción, aprobados por el control de calidad del fabricante, que puede ser propio o contratado a una ingeniería o entidad colaboradora.
- e) Procedimientos de conformado, soldadura, tratamientos térmicos y controles, calificación de procedimientos de soldaduras y soldadores, todo ello aprobado por el control de calidad del fabricante, que puede ser propio o contratado a una ingeniería o entidad colaboradora.
- f) Plano de situación de las zonas sometidas a control por ensayos no destructivos, ensayos requeridos, extensión de los mismos y resultados. Las placas radiográficas serán conservadas adecuadamente por el fabricante durante cinco años como mínimo, a partir de la fecha de fabricación del aparato.

- g) Certificado de ensayos y pruebas realizados durante la construcción, aprobados por el control de calidad del fabricante o una entidad colaboradora, indistintamente, y comprobados por la ingeniería si fuera requerida contractualmente para ello por el usuario.
- h) Acta de la prueba a presión realizada por el fabricante y aprobada por el control de calidad del fabricante.
- i) Certificado del fabricante del aparato, en el que se hará constar que éste ha sido construido de acuerdo con el manual de diseño, el código y normas utilizadas en su fabricación.

El fabricante, al solicitar de la Delegación Provincial del Ministerio de Industria y Energía la placa de diseño, con su número de registro, presentará los documentos comprendidos en los puntos g), h) e i) anteriores.

El fabricante de un aparato a presión es responsable de que dicho aparato ofrezca las garantías debidas para el fin a que se destina.

4.3.5. Comprobación de servicios auxiliares

4.3.5.1. Equipo eléctrico

Se comprobará la tensión de los equipos. Los motores eléctricos deberán ser rodados de acuerdo con las instrucciones del fabricante, desconectados del equipo impulsor.

4.3.5.2. Agua de refrigeración

El sistema debe de ser comprobado antes de la puesta en marcha, atendiendo a la disponibilidad, presión y libre circulación.

4.3.5.3. Aire de instrumentos

Los colectores deben de ser soplados para la eliminación de la posible suciedad. Toda red debe de ser comprobada bajo presión.

4.3.5.4. Red contra incendios

Se comprobará la llegada de agua a los hidrantes, así como el libre y rápido acceso a los mismos.

4.3.5.5. Sistema de drenaje

Se comprobará que todos los drenajes y arquetas desalojan adecuadamente.

4.3.5.6. Seguridad

Se comprobará que todas las válvulas de seguridad estén instaladas sin discos ciegos ni cerrojos.

5. MEDICIÓN Y ABONO DE LAS OBRAS

5.1. Mediciones y valoraciones

Las mediciones de las obras concluidas se harán por el tipo de unidad fijada en el “presupuesto”. La valoración deberá obtenerse igualmente, aplicando a las unidades de obra el precio que tuviesen asignado en el “presupuesto”.

La valoración de las partidas no expresadas se verificará aplicando a cada una de ellas la medida más apropiada, en la forma y condiciones que estime el director de obra, multiplicando el resultado final de la medición por el precio correspondiente.

5.2. Condiciones económicas

Las condiciones especiales que regirán esta obra para la liquidación y abono de la misma serán establecidas por la entidad contratante.

5.3. Condiciones de índole legal

Regirán las condiciones contenidas en el anuncio de subasta y contrata de ejecución, las cuales se ajustarán a las establecidas por la Leyes Generales del Estado.

6. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

6.1. Ejecución en general

El contratista tiene obligación de ejecutar esmeradamente las obras, cumplir estrictamente todas las condiciones estipuladas y cuantas ordenes le sean dadas por el director de obra, entendiéndose que deben entregarse completamente terminadas cuantas obras afecten a este compromiso.

Si a juicio del citado director, hubiese alguna parte de la obra mal ejecutada, tendrá el contratista obligación de volverla a ejecutar cuantas veces sean necesarias, hasta quedar a satisfacción de aquel, no siendo motivos estos aumentos de trabajo para pedir indemnización alguna.

6.2. Replanteo

Antes de comenzar los trabajos se realizará el replanteo general del trazado de cables y tuberías por el contratista o su representante bajo las órdenes del director de obra, marcando las alineaciones con los puntos necesarios para que, con el auxilio de los planos, pueda el contratista ejecutar debidamente las obras.

Será obligación del contratista la custodia y reposición de las señales que se establezcan en el replanteo. Para la realización del replanteo el contratista deberá aportar todo el material y personal necesario para la ejecución de esta operación.

6.3. Orden de los trabajos

El técnico director encargado de las obras fijará el orden en que deben llevarse a cabo estos trabajos, y la contrata está obligada a cumplir exactamente cuanto se disponga sobre el particular.

6.4. Marcha de las obras

Una vez iniciadas las obras deberán continuarse sin interrupción y terminarse en el plazo estipulado. Los retrasos, cuando sean justificados, podrán ser aceptados por la dirección de la obra.

6.5. Obra civil

Se realizará con arreglo a las especificaciones de los restantes documentos del proyecto y a las órdenes que expresamente deberá solicitar el contratista al director de la obra.

6.6. Instalaciones varias

En todas las instalaciones, y como norma general, se seguirá exactamente todo lo indicado en la memoria y demás documentos del proyecto. En caso de duda, será competencia del director del proyecto decidir la solución a adoptar. Las instalaciones serán efectuadas conforme a los reglamentos vigentes que les afectan.

6.7. Responsabilidad de la contrata

La contrata será la única responsable de la ejecución de las obras, no teniendo derecho a indemnizaciones de ninguna clase por errores que pudiera cometer, y que serán de su cuenta y riesgo.

Aún después de la recepción provisional, la contrata está obligada a rectificar todas las deficiencias que sean advertidas por la dirección de obra. La demolición o reparación precisa será exclusivamente por cuenta de la contrata.

Asimismo, la contrata se responsabilizará ante los tribunales de los accidentes que puedan ocurrir durante la ejecución de las obras. Igualmente, estará obligada al cumplimiento de todos los preceptos legales establecidos o que se establezcan por disposiciones oficiales.

6.8. Dirección de los trabajos

El técnico encargado de las obras constituye la dirección técnica y, como tal, ejecutará todos los trabajos del desarrollo del proyecto, así como la dirección e inspección de los trabajos. Por lo tanto, la dirección técnica asumirá toda la responsabilidad en lo concerniente a planos e instrucciones técnicas.

6.9. Legalización

Para la recepción de las obras la contrata está obligada a la legalización de las obras e instalaciones ante los organismos oficiales competentes. Los gastos que estos ocasionen correrán por cuenta de la contrata.

7. PRESCRIPCIONES TÉCNICAS

7.1. Definición y alcance

7.1.1 Objeto

Estas prescripciones Técnicas particulares tienen por objeto definir las prescripciones que han de regir en la ejecución de las obras comprendidas en el Proyecto de la Estación Depuradoras de aguas residuales urbanas.

Serán también de aplicación los Pliegos, Instrucciones, Normas y Prescripciones, oficiales o no, que se citan en los distintos artículos de este Pliego, en la forma que para cada uno de ellos se establece.

7.1.2 Documentos que definen las obras

7.1.2.1 Documentos contractuales

Los documentos que se incorporan al Contrato como documentos contractuales son los siguientes:

- Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.
- Cuadro de precios.
- Pliego de Condiciones.
- Planos.

7.1.1.2 Documentos informativos

Los datos sobre la procedencia de materiales, condiciones locales, diagramas de movimientos de tierras, de maquinaria, de programación, de condiciones climáticas, de

justificación de precios y en general, todos los que se incluyen en la Memoria y demás documentos no contractuales del Proyecto, son documentos informativos.

Dichos documentos representan una opinión fundada del autor del Proyecto. Sin embargo, ello no supone que el mismo se responsabilice de la certeza de los datos que se suministran y , en consecuencia, deberán aceptarse tan solo como complemento de la información que el contratista adquirirá directamente.

7.1.3 Compatibilidad y relación entre documentos

Lo mencionado en el Pliego de Prescripciones y omitido en los Planos o viceversa, habrá de ser ejecutado como si estuviera en ambos documentos. En caso de contradicción entre los Planos y el Pliego de Prescripciones prevalecerá lo escrito en este último documento.

En los casos de discrepancias entre las Disposiciones Técnicas y Legales enumeradas en el caso 5.1.5 y las prescripciones del presente Pliego, prevalecerá lo determinado en éste.

En cualquier caso, las contradicciones, omisiones o errores que pudiesen advertirse en estos documentos por la Administración o por el Contratista, deberán consignarse, con se posible solución, en el Acta de Replanteo y/o en el Libro de Ordenes.

7.1.4 Representación del contratista

El contratista designará una persona que asuma la dirección de los trabajos que se ejecutan como delegado suyo ante la Administración, a todos los efectos, durante la ejecución de las obras y periodo de garantía.

El delegado del Contratista tendrá una titulación técnica con experiencia profesional suficiente para el cumplimiento de su misión. Deberá residir en población próxima a la zona en que se desarrollan los trabajos y no podrá ser sustituido sin previo conocimiento de la administración.

7.1.5 Disposiciones Técnicas y Legales

Serán de aplicación las siguientes disposiciones:

- Ley de Contratos del Estado, texto articulado, aprobado por el Decreto 923/1965 de 8 de Abril (B.O.E. n.97 de 23 de Abril de 1965).
- Ley 5/1973 de 17 de Marzo, sobre modificación parcial de la Ley de Contratos del Estado (B.O.E. n.69 de 21 de Marzo de 1973).
- Reglamento General de Contratación para la aplicación de dicha Ley, aprobado por Decreto 3354/1967 de 28 de Diciembre (B.O.E. n.27,28,29 y 31 de Enero y 1 y 2 de Febrero de 1968).
- Pliego de Cláusulas Administrativas Generales para la Contratación de Obras del Estado. Decreto 3854/1970 (B.O.E. n.40 de 16 de Febrero de 1974).
- Pliego vigente de Prescripciones Técnicas Generales para la recepción de Cementos.
- Pliego de Prescripciones Técnicas para Tuberías de Uso Industrial aprobado por O.M de 15 de Septiembre de 1986.

- Instrucciones para el Proyecto y Ejecución de Obras de Hormigón en masa o Armado (EH-80), aprobado por el Real Decreto 2868/1980 (B.O.E. n.9,10,11,12 de fecha 10,12,13 y 14 de Enero de 1981).
- Modificada por Real Decreto 252/1982 de 24 de Julio, que se denomina abreviadamente EH-82, modificada posteriormente por EH-88.
- Reglamento del Ministerio de Industria para Líneas de Alta Tensión, Decreto 3151/1968 de 28 de Noviembre (B.O.E. n.311 de Diciembre de 1968 y B.O.E. n.58 de 8 de Marzo de 1969).
- Reglamento de Ministerio de Industria para Estaciones de Industria para Estaciones de Transformación por O.M. de 23 de Febrero de 1949 y modificado por O.M. de 11 de Marzo de 1971 (B.O.E. n.66 de Marzo de 1971).
- Reglamento del Ministerio de Industria para instalaciones eléctricas de Baja Tensión, Decreto 284/2002 de 2 de agosto (B.O.E. n.224 miercoles 18 de septiembre 2002).
- Instrucciones Complementarias O.M. de 31 de Octubre de 1973 (B.O.E. n.310 de 27 de Diciembre de 1973).
- Normas UNE y DIN aplicables.
- Instrucciones Complementarias MT-BY de 31 de Octubre y 26 de Enero de 1978.
- Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Aguas.

- Normas de Abastecimiento y Saneamiento de la Dirección General de Obras Hidráulicas.
- Disposiciones vigentes referentes a la seguridad e higiene en el trabajo.

Asimismo, queda obligado el Contratista al cumplimiento de toda la legislación vigente sobre protección a la Industria Nacional y fomento del consumo de artículos nacionales.

De todas las normas tendrá más valor preferente, en cada caso, la más restrictiva.

Todas las disposiciones anteriores se contemplarán, si hay lugar, con las especificadas en el presente Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

7.1.6 Comprobación del replanteo e iniciación de las obras

En la comprobación del replanteo e iniciación de las obras se estará a lo dispuesto en los artículos 127 y 129 del Reglamento de Contratación del estado, así como a lo especificado en las cláusulas 24,25 y 26 del Pliego de Cláusulas Administrativas Generales.

7.1.7 Programa de trabajo

Se ajustará a lo dispuesto en el Artículo 128 y 129 del Reglamento General de Contratación del Estado, así como a lo especificado en la Cláusula 27 del Pliego de Cláusulas Administrativas Generales.

8. ESTUDIO DE SEGURIDAD EN ESTACIONES DEPURADORAS DE AGUAS RESIDUALES. RIESGOS ESPECÍFICOS

Las estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas, por sus especiales características de amplitud de instalaciones, disponibilidad de servicio, proceso, etc., presentan una amplia gama de riesgos para el personal que se ocupa en su explotación.

Bajo la denominación de **estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas**, se agrupan las instalaciones en las que las aguas procedentes de las redes de alcantarillado de las poblaciones o núcleos habitados se someten a tratamiento, a fin de reducir sus niveles de contaminación hasta cotas aceptables. Normalmente, tras su depuración las aguas son vertidas a cauces públicos o al mar.

A grandes rasgos, el tratamiento consiste en separar los diversos productos y sustancias de desecho que, bien en suspensión o disolución, arrastran las aguas. Estos productos y sustancias fundamentalmente son: plásticos, grasas, materias orgánicas, metales, arenas, productos químicos, etc., ello es debido a que, juntamente con los vertidos "domésticos", se recogen los variados vertidos de las industrias, que tienen conexión con la red urbana de alcantarillado.

Las instalaciones suelen estar situadas al aire libre y, únicamente cuando se ubican en proximidad a poblaciones o en su interior, se sitúan bajo techo en edificios de tipo industrial. Es de destacar que el proceso requiere amplias superficies de balsas o depósitos sin cubrir, bien sea en situación elevada o a ras de suelo.

Por lo común, este tipo de plantas funcionan las 24 horas del día y su proceso está muy automatizado. El personal es reducido en proporción a la magnitud de las instalaciones y sus misiones se reducen a labores de vigilancia y control del funcionamiento, toma de muestras y laboratorio. La mayor incidencia en accidentes se concreta en la realización de trabajos de mantenimiento preventivo y reparaciones de emergencia.

ACCIDENTABILIDAD

El análisis de la accidentabilidad en este tipo de plantas aporta entre otros los siguientes datos:

- En general el número de accidentes calificados como graves es bajo, pero los que se producen son de consecuencias importantes.
- Las caídas de personas suponen el 23% de los accidentes, en tanto que las lesiones por golpes, y los cortes con herramientas alcanzan el 22%.
- El contacto con sustancias cáusticas y corrosivas aporta un 8% de los accidentes. La proyección de fragmentos y partículas, fundamentalmente metálicas, y la caída de objetos en operaciones de manutención manual, representan el 7% y 6% respectivamente.

Todo ello es perfectamente consecuente con la circunstancia de que más de la mitad de los accidentes se producen en el transcurso de operaciones de mantenimiento.

PRINCIPALES RIESGOS DETECTADOS

Los riesgos detectados se han reunido en los tres grandes grupos siguientes:

- Riesgos específicos de la actividad.
- Riesgos derivados del equipo mecánico y eléctrico.
- Riesgos generales de la actividad.

Los riesgos específicos de la actividad, sus causas y las medidas preventivas para su limitación se presentan en forma de cuadro.

Riesgo de caída al interior de las instalaciones (Fuente: INSHT)

SITUACION	CAUSAS DEL RIESGO	RECOMENDACIONES PREVENTIVAS
Existencia de escaleras y zonas de paso junto a los grandes tornillos elevadores del agua.	Carencia de protecciones que permiten la caída al interior.	Establecer una separación física, mediante muretes de obra o la colocación de barandillas reglamentarias.
En las balsas de aireación y en las de dilución de productos químicos se crean turbulencias, mediante la instalación de agitadores, cuyos motores de accionamiento frecuentemente se sitúan en las pasarelas y plataformas interfiriendo el paso.	Inexistencia de protecciones que permiten la caída al interior de las balsas durante los desplazamientos o la manipulación de elementos de la instalación (compuertas, elementos de accionamiento, etc.) (Foto 1).	Las pasarelas, plataformas, escaleras, etc. que discurren junto a elementos en movimiento, deben disponer de muretes de obra o barandillas reglamentarias (90 cm. de altura, rodapié y travesaño intermedio y 150 kg./m.l. de resistencia), que impidan la caída al interior o el contacto con los elementos en movimiento. Las zonas de circulación deben estar libres de elementos que dificulten el paso. Es recomendable que el espacio libre no sea inferior a 50 cm.
En los tanques de sedimentación deben realizarse trabajos de limpieza de las adherencias y eventualmente retirar elementos extraños (trapos, plásticos, etc.) que pueden obstruir los canales o conductos superficiales de recogida de grasas y espumas y de entrada y salida de agua.	Es una operación generalmente manual que se realiza con un elemento rascante (cepillo o similar) con brazo largo y con el operario montado sobre la pasarela móvil del tanque o desplazándose a pie sobre la pista de rodadura de la pasarela (Foto 2)	Los útiles de limpieza deben ser adecuados y con brazo de suficiente longitud para que el operario pueda manejarlos adecuadamente desde la pasarela, sin necesidad de colocarse en posiciones forzadas en el estribo de la pasarela. La pasarela debe disponer de barandilla reglamentaria, a ambos lados. Cuando sea imprescindible que el operario se desplace sobre la pista de rodadura; la pasarela debe estar inmovilizada y debe existir un segundo operario para ayuda en caso de emergencia. Se recomienda disponer de flotadores salvavidas para auxiliar a quien ocasionalmente pudiera caer en los tanques o balsas.
Acceso y desplazamiento por el fondo de las balsas de aireación para realizar trabajos de mantenimiento y limpieza.	Existencia de difusores de aire y de una capa de fangos y agua que dificultan el desplazamiento.	Antes del acceso del personal al fondo, debe procederse al vaciado hasta lo máximo posible de la balsa, a fin de reducir al mínimo el espesor de los fangos y aguas, que dificultan el desplazamiento y propician las caídas. El acceso al interior debe realizarse a través de escaleras adecuadas y utilizando cinturón de seguridad firmemente sujeto por otro operario que también cuidará de "dar cuerda" a medida que se precise. Al objeto de evitar que el personal se vea expuesto a olores muy desagradables, mientras efectúan los trabajos es recomendable la utilización de equipos individuales respiratorios con aporte de aire exterior. Para realizar estos trabajos se dotará al personal de ropa de trabajo adecuada, que como mínimo será: botas de agua altas y pantalones y chaqueta impermeables.

Riesgo de contacto con sustancias corrosivas (Fuente: INSHT)

SITUACION	CAUSAS DEL RIESGO	RECOMENDACIONES PREVENTIVAS
<p>Explosiones en el apagador de cal con proyección de lechada a elevadas temperaturas.</p> <p>Fugas y derrames de óxido de cal en el curso de su manipulación.</p> <p>Derrames y salpicaduras de ácido sulfúrico u otros productos corrosivos.</p>	<p>Contacto y proyección de productos corrosivos sobre la piel y los ojos</p>	<p>El apagador de cal debe disponer, además de la tapa de registro, de un sistema de chimenea de sección suficientemente grande para que no se formen obstrucciones y de longitud y disposición adecuada para que en el supuesto de que se formen, las salpicaduras no alcancen a los operarios situados en el entorno.</p> <p>Instalación de duchas de emergencia en la proximidad de las instalaciones de tratamiento o de manipulación.</p> <p>Utilizar envases adecuados, protegidos y debidamente señalizados.</p> <p>Para realizar operaciones de trasvase a los dosificadores, debe disponerse de medios seguros para la manipulación de los recipientes.</p> <p>Utilizar obligatoriamente las prendas de protección personal (guantes, calzado, protectores oculares, mascarillas, etc.).</p>

Riesgo de intoxicaciones (Fuente: INSHT)

SITUACION	CAUSAS DEL RIESGO	RECOMENDACIONES PREVENTIVAS
<p>Por cloro: Instalaciones de almacenamiento y dosificación del cloro.</p>	<p>Deficiencias en las condiciones de almacenamiento, manipulación y regulación de las instalaciones dosificadoras.</p>	<p>Las botellas, depósitos e instalaciones de cloro no deben estar a la intemperie. Los locales en los que se almacenan o sitúan deben ser resistentes al fuego, estar exentos de humedad y bien ventilados, reuniendo condiciones para que no se alcancen temperaturas superiores a 50°C. En ningún caso se ubicarán en sótanos, patios interiores o lugares profundos. Estará a más de 5 m. de vías públicas, viviendas o de productos inflamables.</p> <p>Las botellas deben mantenerse sujetas en posición vertical con las llaves de paso hacia arriba y el capuchón protector colocado, siempre que sea posible. Los tanques horizontales deben mantenerse inmovilizados mediante calzos u otros sistemas.</p> <p>La manipulación de los recipientes debe hacerse sin brusquedades ni golpes, utilizando puentes grúa para los tanques; y al igual que la vigilancia y mantenimiento de las instalaciones, siguiendo de forma estricta las instrucciones del suministrador del cloro, y por personal responsable e instruido convenientemente para actuaciones de emergencia (Foto 3).</p> <p>Debe instalarse dispositivos para prevenir la posibilidad de reabsorciones a los recipientes. Igualmente se considera necesario el disponer de un equipo de detección continua de fugas de cloro. Este detector debe estar conectado a un sistema automático de aspiración y neutralización del cloro, tipo "scrubber" (Foto 4).</p> <p>La instalación eléctrica de los locales debe ser de seguridad aumentada, con los interruptores y maniobras en el exterior del local, para evitar la corrosión.</p> <p>En caso de fugas de cloro debe disponerse de máscaras con cartucho filtrante y preferentemente máscaras autónomas alimentadas por botellas de oxígeno o aire comprimido. En cualquier caso debe utilizarse protección ocular integrada en las máscaras o bien a través de gafas o pantallas bien ajustadas a la cara.</p>
<p>Por otros gases: Trabajos diversos en el interior de fosos y redes de alcantarillado.</p>	<p>Desprendimientos súbitos, en redes de alcantarillado, con especial peligro por vertidos de residuos industriales ajenos e incontrolados.</p>	<p>Verificar y controlar la atmósfera respirable en los puntos de trabajo potencialmente conflictivos.</p> <p>Utilización de equipos de respiración autónoma en las zonas de posible riesgo.</p>

DOCUMENTO IV: PRESUPUESTO

Objetivo	313
1. Obra civil	314
2. Equipos	315
2.1 Canal de entrada	315
2.2 Desbaste.....	316
2.3 Desarenador - Desengrasador	318
2.4 Decantador primario	319
2.5 Tratamiento biológico.....	320
2.6 Decantador secundario	321
2.7 Espesador por gravedad.....	322
2.8 Espesador por flotación	323
2.9 Digestión anaerobia de fangos.....	324
2.10 Deshidratación de fangos.....	325
2.11 Filtro de Arena.....	326
2.12 Canal de Cloración	327
2.12 Módulo de Cogeneración.....	328
Presupuesto final.....	329
Presupuesto de ejecución material.....	329
Beneficio industrial.....	329
Presupuesto de ejecución por contrata.....	330
Presupuesto total.....	331

OBJETIVO

El objetivo de este documento es recoger el presupuesto general de ejecución del proyecto, teniendo en cuenta el presupuesto de los equipos e instalaciones calculados en el documento de la memoria de cálculo.

Para el cálculo de dicho presupuesto se calculará el Presupuesto de Ejecución Material (PEM), al cual se le añadirá el Beneficio Industrial, obteniéndose el Presupuesto de Ejecución por Contrata (PEC). A dicho presupuesto habrá que añadirle el 16% correspondiente al I.V.A.

1. OBRA CIVIL

Los precios en las siguientes partidas se estiman como obra civil completa incluyendo excavaciones, transporte de tierras, hormigón, aceros, encofrado, desencofrado, acceso, etc.

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
1	Canal de entrada	4.357	4.357
2	Canal de by-pass	2.975	5.950
4	Canal de desbaste	2.554	10.216
4	Desarenador-Desengrasador	6.976	27.904
4	Decantador Primario	13.582	54.328
9	Tanque de aireación	54.067	384.407
4	Decantador Secundario	29.167	116.688
2	Espesador por Gravedad	18.800	37.600
2	Espesador por Flotación	15.750	31.500
2	Digestor anaerobio primario	17.038	34.077
2	Digestor anaerobio secundario	10.818	21.636
1	Construcción de Canal de Cloración de 45 m de longitud	5.860	5.860
TOTAL			734.523

2. EQUIPOS

Canal de entrada

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
1	Compuerta manual de aislamiento de la Planta Dimensiones: Alto:1,10 m Ancho: 1.20 m	2.253	2.253
2	Compuerta manual de by-pass de la Planta Dimensiones: Alto: 0.5 m Ancho. 1.9 m	1.928	3.856
TOTAL			6.109

2.2 Desbaste

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
4	Compuerta manual de aislamiento Dimensiones: Alto: 0,7 m Ancho: 0,7 m	691	2.764
4	Reja automática de desbaste de sólidos gruesos Separación entre barrotes: 50 mm Ancho: 1.8 m Incluida cesta de recogida y peine	6.911	27.644
4	Reja automática de desbaste de sólidos finos Separación entre barrotes: 20 mm Ancho: 1.80 m Incluida cesta de recogida y peine	7.353	29.412
2	Reja manual de by-pass	739	1.478
1	Cinta transportadora de residuos hasta contenedor. Marca Treico o similar.	3.450	3.450

	Longitud. 6 m		
1	Contenedor de residuos Acero A- 42 b. Marca Transric o similar. Volumen: 5 m ³	1.739	1.739
TOTAL			66.487

2.3 Desarenador-desengrasador

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
4	Mecanismo desarenador-desengrasador para tanque rectangular. Marca Prammar o similar. Volumen: 442.02 m ³ Anchura del puente móvil: 0,5 m	36.520	146.080
4	Equipos de aireación por difusores. Marca MPR o similar. Colector Galvanizado DN65	3.524	14.096
4	Motobomba de aspiración de fangos 1,5 C.V	302	1.208
4	Compresores para la aireación de émbolos rotativos Caudal: 85 Nm ³ /h	2.166	8.664
1	Tambor desaceitador	1.963	1.963
1	Contenedor para la arena extraída en acero A-42 b. Marca Transric o similar Volumen: 10 m ³	3.010	3.010
TOTAL			175.021

2.4 Decantación Primaria

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
4	Mecanismo de decantación para su instalación en el tanque cilíndrico de hormigón. Marca Daga o similar Dimensiones: Diámetro: 34 m Altura: 3.51 m	32.635	130.540
TOTAL			130.540

2.5 Tratamiento biológico

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
9	Turbinas de baja velocidad, accionado por motoreductor	4.061	36.549
3	Conjunto vertedero y deflector de salida del reactor biológico de aluminio anodizado.	473	1.419
1	Sistema de medición de oxígeno disuelto	1.220	1.220
TOTAL			39.188

2.6 Decantación Secundaria

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
4	Sistemas de decantación secundaria para instalar en tanque cilíndrico de hormigón. Marca Daga o similar. Diámetro: 38.3 m Altura:3,75 m	41.600	166.400
TOTAL			166.400

2.7 Espesador por gravedad

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
2	Sistemas de espesador por gravedad para instalar en tanque cilíndrico de hormigón Volumen: 512.39m ³	35.236	70.472
TOTAL			70.472

2.8 Espesador por flotación

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
2	Sistema de espesador por flotación para instalar en tanque cilíndrico de hormigón Incluido calderín de presurización.	35.829	71.658
TOTAL			71.658

2.9 Digestión Anaerobia de fangos

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
2	Digestores Anaerobios primarios Diámetro: 25 m Altura: 12.7 m	48.899	97.798
2	Digestores Anaerobios secundarios Diámetro: 20m Altura: 10.6 m	37.553	75.106
1	Intercambiador de Calor de Carcasa y tubo Área de intercambio: 84.66 m ²	14.183	14.183
TOTAL			187.087

2.10 Deshidratación de fangos

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
4	Filtros Banda Ancho de banda: 2 m Marca Cotragua o similar	35.069	140.276
2	Depósitos cilíndricos de PRFV para el almacenamiento y preparación de polielectrolito en disolución al 0,55% Volumen: 15 m ³	2.047	4.095
1	Cinta transportadora de fangos hasta contenedor. Marca Treico o similar Longitud: 3 m	1.712	1.712
4	Contenedores de fangos deshidratados en acero A-42 b. Marca Transric similar Volumen: 6 m ³	1.986	7.947
TOTAL			154.030

2.11 Filtro de Arena

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
5	Filtros de Arena de 9,5m de lado. Marca Cotragua o similar	4.210	21.050
TOTAL			21.050

2.12 Canal de Cloración

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
1	Bomba dosificadora para cloración, regulable en marcha o parada con capacidad de 20 l/h, con motor eléctrico de 200 W, totalmente probada, colocada e instalada, medida la unidad terminada y accesorios	2.333	2.333
TOTAL			2.333

2.13 Módulo Cogeneración

Nº Unidades	Descripción del equipo	Precio Unitario (Euros)	Precio Total (Euros)
1	Unidad de Cogeneración Marca Icogen Perkins Modelo D600 de Cilindrada 30,56 l.	38.690	38.690
1	Caldera combustión de biogás-gasoil. Marca Byworth Boliers o similar	20.600	20.650
1	Antorcha para combustión de biogás	11.720	11.720
TOTAL			71.060

PRESUPUESTO FINAL**PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL**

OBRA CIVIL	734.523 Euros
EQUIPOS	1.161.435 Euros
TOTAL P.E.M	1.895.958 Euros

BENEFICIO INDUSTRIAL**15% DEL P.E.M.....284.393.7 Euros**

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA

P.E.M	1.895.958 Euros
BENEFICIO INDUSTRIAL	284.393.7 Euros
TOTAL P.E.C.	2.180.351.7 Euros

PRESUPUESTO FINAL

P.E.C.	2.180.351,7 Euros
I.V.A. (16%)	348.856,27 Euros
PRESUPUESTO TOTAL	2.529.207,97 Euros

El presupuesto total de la estación asciende a la cantidad de **Dos millones quinientos veintinueve mil doscientos siete Euros.**

La alumna: Yésica Romero Lobato

DOCUMENTO V: ANEXOS

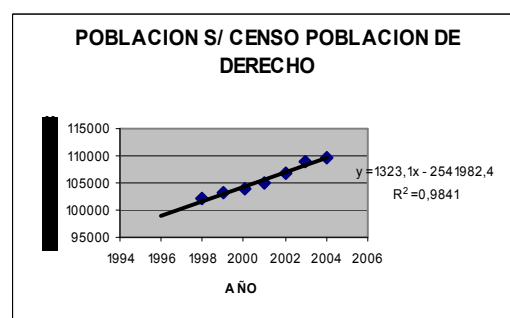
Anexo 1. Cálculos sobre Población Horizonte	332
Anexo 2 Polígonos Industriales	333
Anexo 3 Cálculos Canal de Entrada	334
Anexo 4 Cálculos Canales de Desbaste.....	341
Anexo 5 Cálculos Rejas Canal de Entrada	344
Anexo 6 Cálculos Rejas Canal de Bypass	345
Anexo 7 Residuos de Desbaste.....	347
Anexo 8 Desarenador-Desengrasador	348
Anexo 9 Decantador Primario Circular	350
Anexo 10 Cálculos Tanques Aireación	352
Anexo 11 Módulo Cogeneración	355
Anexo 12 Recálculo Desarenador-Desengrasador	356
Anexo 13 Recálculo Decantador Primario Circular	358
Anexo 14 Bibliografía	360

ANEXO 1. CALCULOS SOBRE POBLACION HORIZONTE

CENSO POBLACION DE DERECHO EN ALGECIRAS (INE)

AÑO	Nº HABITANTES
1996	
1998	101972
1999	103106
2000	104087
2001	105066
2002	106710
2003	108779
2004	109665

1323,1	Pendiente (a)
-2541982,4	Interseccion con el eje (b)



ESTIMACION POBLACION PARA 2030

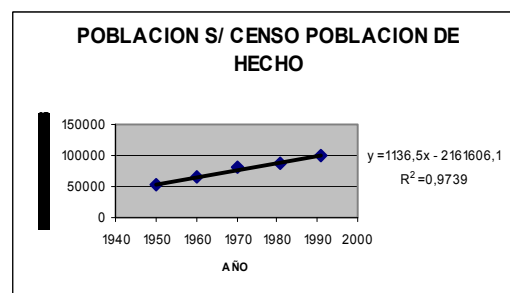
2030

143998 habitantes

CENSO POBLACION DE HECHO EN ALGECIRAS (INE)

AÑO	Nº HABITANTES
1950	52732
1960	66317
1970	81662
1981	86042
1991	101556

1136,5	Pendiente (a)
-2161606,1	Interseccion con el eje (b)



ESTIMACION POBLACION PARA 2030

2030

145394,4256 habitantes

ANEXO 2.**POLIGONOS INDUSTRIALES DE ALGECIRAS**

NOMBRE POLÍGONO	SUPERFICIE (m2)
Polígono Industrial y comercial Cortijo Real	437000
Cortijo Real (Fase II)	477400
La Menacha	633180
Las Pilas	22000
Pastores	450000
Puerto de la Bahía de Algeciras	2327458
Parque Empresarial Bahía de Algeciras	50000
	4397038 m2
	439,70 ha
Producción de AR de Polígonos Industriales: 40-70 m3/ha·d ----- (Depuración de Aguas. Aurelio Hernández. Última versión)	55 m3/ha·d
Producción AR en los Polígonos Industriales de Algeciras-----	24183,71 m3/d

ANEXO 3**CANAL DE ENTRADA****b=1.5m 1/n=58,8235294**

h (m)	sup(m2)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m3/h)
0,05	0,075	1,6	0,046875	0,54071806	145,993877
0,1	0,15	1,7	0,08823529	0,82433723	445,142104
0,15	0,225	1,8	0,125	1,03980052	842,238423
0,2	0,3	1,9	0,15789474	1,21503408	1312,2368
0,25	0,375	2	0,1875	1,36252413	1839,40758
0,3	0,45	2,1	0,21428571	1,48937995	2412,79551
0,35	0,525	2,2	0,23863636	1,60017607	3024,33277
0,4	0,6	2,3	0,26086957	1,6980832	3667,85971
0,45	0,675	2,4	0,28125	1,7854117	4338,55043
0,5	0,75	2,5	0,3	1,8639068	5032,54835
0,55	0,825	2,6	0,31730769	1,93492331	5746,72222
0,6	0,9	2,7	0,33333333	1,99953581	6478,49602
0,65	0,975	2,8	0,34821429	2,05861158	7225,72665
0,7	1,05	2,9	0,36206897	2,11286082	7986,6139
0,75	1,125	3	0,375	2,16287224	8759,63259
0,8	1,2	3,1	0,38709677	2,20913907	9543,4808
0,85	1,275	3,2	0,3984375	2,25207834	10337,0396
0,9	1,35	3,3	0,40909091	2,29204554	11139,3413

b=1,4m 1/n=58,8235294

h (m)	sup(m2)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m3/h)
0,05	0,07	1,5	0,04666667	0,53911474	135,856916
0,1	0,14	1,6	0,0875	0,81975119	413,154602
0,15	0,21	1,7	0,12352941	1,03162915	779,911636
0,2	0,28	1,8	0,15555556	1,20300391	1212,62794
0,25	0,35	1,9	0,18421053	1,34654122	1696,64193
0,3	0,42	2	0,21	1,46945476	2221,81559
0,35	0,49	2,1	0,23333333	1,57638108	2780,73622
0,4	0,56	2,2	0,25454545	1,67052734	3367,78311
0,45	0,63	2,3	0,27391304	1,75422447	3978,5811
0,5	0,7	2,4	0,29166667	1,8292282	4609,65506
0,55	0,77	2,5	0,308	1,89689737	5258,1995
0,6	0,84	2,6	0,32307692	1,95830642	5921,91861
0,65	0,91	2,7	0,33703704	2,01431989	6598,91196
0,7	0,98	2,8	0,35	2,06564357	7287,59051
0,75	1,05	2,9	0,36206897	2,11286082	7986,6139
0,8	1,12	3	0,37333333	2,15645898	8694,8426

0,85	1,02	2,9	0,3517241	2,57	9423,41
0,9	1,26	3,2	0,39375	2,23438016	10135,1484
0,95	1,33	3,3	0,4030303	2,26935178	10865,6563

b=1,3m 1/n=58,8235294

h (m)	sup(m2)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m3/h)
0,05	0,065	1,4	0,04642857	0,53727946	125,723393
0,1	0,13	1,5	0,08666667	0,81453813	381,203844
0,15	0,195	1,6	0,121875	1,02239749	717,723038
0,2	0,26	1,7	0,15294118	1,18948684	1113,35968
0,25	0,325	1,8	0,18055556	1,3286704	1554,54437
0,3	0,39	1,9	0,20526316	1,44727378	2031,97238
0,35	0,455	2	0,2275	1,54999735	2538,89566
0,4	0,52	2,1	0,24761905	1,64008386	3070,23699
0,45	0,585	2,2	0,26590909	1,71988264	3622,07284
0,5	0,65	2,3	0,2826087	1,7911572	4191,30784
0,55	0,715	2,4	0,29791667	1,85526758	4775,45875
0,6	0,78	2,5	0,312	1,91328537	5372,50533
0,65	0,845	2,6	0,325	1,96606979	5980,7843
0,7	0,91	2,7	0,33703704	2,01431989	6598,91196
0,75	0,975	2,8	0,34821429	2,05861158	7225,72665
0,8	1,04	2,9	0,35862069	2,09942445	7860,24513
0,85	1,105	3	0,36833333	2,13716164	8501,62902
0,9	1,17	3,1	0,37741935	2,17216495	9149,15875
0,95	1,235	3,2	0,3859375	2,20472626	9802,21296
1	1,3	3,3	0,39393939	2,2350966	10460,2521

b=1,2m 1/n=58,8235294

h (m)	sup(m2)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m3/h)
0,05	0,06	1,3	0,04615385	0,53515792	115,59411
0,1	0,12	1,4	0,08571429	0,80855983	349,297848
0,15	0,18	1,5	0,12	1,01188429	655,701019
0,2	0,24	1,6	0,15	1,1741877	1014,49818
0,25	0,3	1,7	0,17647059	1,30855378	1413,23809
0,3	0,36	1,8	0,2	1,42242711	1843,46553
0,35	0,42	1,9	0,22105263	1,52057256	2299,10571
0,4	0,48	2	0,24	1,60626619	2775,62797
0,45	0,54	2,1	0,25714286	1,68187223	3269,55961
0,5	0,6	2,2	0,27272727	1,74915811	3778,18152
0,55	0,66	2,3	0,28695652	1,80948126	4299,32746
0,6	0,72	2,4	0,3	1,8639068	4831,24642

0,65	0,78	2,5	0,312	1,91328537	5372,50533
0,7	0,84	2,6	0,32307692	1,95830642	5921,91861
0,75	0,9	2,7	0,33333333	1,99953581	6478,49602
0,8	0,96	2,8	0,34285714	2,03744311	7041,40337
0,85	1,02	2,9	0,35172414	2,07242173	7609,93261
0,9	1,08	3	0,36	2,10480414	8183,4785
0,95	1,14	3,1	0,36774194	2,13487341	8761,52046
1	1,2	3,2	0,375	2,16287224	9343,6081
1,05	1,26	3,3	0,38181818	2,18901007	9929,34967
1,1	1,32	3,4	0,38823529	2,2134686	10518,4028

b=1,1m 1/n=58,8235294

h (m)	sup(m2)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m3/h)
0,05	0,055	1,2	0,04583333	0,53267746	105,470137
0,1	0,11	1,3	0,08461538	0,80163421	317,447148
0,15	0,165	1,4	0,11785714	0,99980191	593,882334
0,2	0,22	1,5	0,14666667	1,15672726	916,127989
0,25	0,275	1,6	0,171875	1,28573608	1272,87872
0,3	0,33	1,7	0,19411765	1,39439784	1656,54463
0,35	0,385	1,8	0,21388889	1,48754064	2061,73132
0,4	0,44	1,9	0,23157895	1,56846948	2484,45566
0,45	0,495	2	0,2475	1,63955815	2921,69262
0,5	0,55	2,1	0,26190476	1,70257252	3371,09358
0,55	0,605	2,2	0,275	1,75886221	3830,8019
0,6	0,66	2,3	0,28695652	1,80948126	4299,32746
0,65	0,715	2,4	0,29791667	1,85526758	4775,45875
0,7	0,77	2,5	0,308	1,89689737	5258,1995
0,75	0,825	2,6	0,31730769	1,93492331	5746,72222
0,8	0,88	2,7	0,32592593	1,96980224	6240,33351
0,85	0,935	2,8	0,33392857	2,0019155	6738,44757
0,9	0,99	2,9	0,34137931	2,03158417	7240,56598
0,95	1,045	3	0,34833333	2,05908075	7746,2618
1	1,1	3,1	0,35483871	2,08463816	8255,16711
1,05	1,155	3,2	0,3609375	2,10845673	8766,96309
1,1	1,21	3,3	0,36666667	2,13070983	9281,37202
1,15	1,265	3,4	0,37205882	2,15154827	9798,15084
1,2	1,32	3,5	0,37714286	2,17110393	10317,0859
1,25	1,375	3,6	0,38194444	2,18949263	10837,9885

b=1m 1/n=58,8235294

h (m)	sup(m2)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m3/h)
0,05	0,05	1,1	0,04545455	0,52973854	95,3529368
0,1	0,1	1,2	0,08333333	0,79351631	285,665872
0,15	0,15	1,3	0,11538462	0,98576931	532,315428
0,2	0,2	1,4	0,14285714	1,13660962	818,358929
0,25	0,25	1,5	0,16666667	1,25962863	1133,66576
0,3	0,3	1,6	0,1875	1,36252413	1471,52607
0,35	0,35	1,7	0,20588235	1,45018287	1827,23042
0,4	0,4	1,8	0,22222222	1,52593141	2197,34123
0,45	0,45	1,9	0,23684211	1,59214505	2579,27498
0,5	0,5	2	0,25	1,65058044	2971,0448
0,55	0,55	2,1	0,26190476	1,70257252	3371,09358
0,6	0,6	2,2	0,27272727	1,74915811	3778,18152
0,65	0,65	2,3	0,2826087	1,7911572	4191,30784
0,7	0,7	2,4	0,29166667	1,8292282	4609,65506
0,75	0,75	2,5	0,3	1,8639068	5032,54835
0,8	0,8	2,6	0,30769231	1,89563382	5459,4254
0,85	0,85	2,7	0,31481481	1,92477571	5889,81368
0,9	0,9	2,8	0,32142857	1,95163984	6323,31307
0,95	0,95	2,9	0,32758621	1,97648608	6759,5824
1	1	3	0,33333333	1,99953581	7198,32891
1,05	1,05	3,1	0,33870968	2,02097881	7639,29989
1,1	1,1	3,2	0,34375	2,0409788	8082,27605
1,15	1,15	3,3	0,34848485	2,05967781	8527,06612
1,2	1,2	3,4	0,35294118	2,07719965	8973,50251
1,25	1,25	3,5	0,35714286	2,09365283	9421,43773
1,3	1,3	3,6	0,36111111	2,10913279	9870,74145
1,35	1,35	3,7	0,36486486	2,12372389	10321,2981
1,4	1,4	3,8	0,36842105	2,13750094	10773,0048

b=0,9m 1/n=58,8235294

h (m)	sup(m2)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m3/h)
0,05	0,045	1	0,045	0,52620104	85,2445677
0,1	0,09	1,1	0,08181818	0,78386855	253,973409
0,15	0,135	1,2	0,1125	0,96927059	471,065509
0,2	0,18	1,3	0,13846154	1,11317333	721,336315
0,25	0,225	1,4	0,16071429	1,22945606	995,859406
0,3	0,27	1,5	0,18	1,32594352	1288,8171
0,35	0,315	1,6	0,196875	1,4075713	1596,18585
0,4	0,36	1,7	0,21176471	1,47767551	1915,06746
0,45	0,405	1,8	0,225	1,53862116	2243,30965

0,5	0,45	1,9	0,23684211	1,59214505	2579,27498
0,55	0,495	2	0,2475	1,63955815	2921,69262
0,6	0,54	2,1	0,25714286	1,68187223	3269,55961
0,65	0,585	2,2	0,26590909	1,71988264	3622,07284
0,7	0,63	2,3	0,27391304	1,75422447	3978,5811
0,75	0,675	2,4	0,28125	1,7854117	4338,55043
0,8	0,72	2,5	0,288	1,81386522	4701,53866
0,85	0,765	2,6	0,29423077	1,8399333	5067,17632
0,9	0,81	2,7	0,3	1,8639068	5435,15222
0,95	0,855	2,8	0,30535714	1,88603064	5805,20232
1	0,9	2,9	0,31034483	1,90651267	6177,10106
1,05	0,945	3	0,315	1,92553045	6550,6546
1,1	0,99	3,1	0,31935484	1,94323664	6925,69537
1,15	1,035	3,2	0,3234375	1,95976322	7302,07777
1,2	1,08	3,3	0,32727273	1,97522497	7679,67466
1,25	1,125	3,4	0,33088235	1,98972211	8058,37455
1,3	1,17	3,5	0,33428571	2,00334264	8438,07918
1,35	1,215	3,6	0,3375	2,01616408	8818,7017
1,4	1,26	3,7	0,34054054	2,02825507	9200,16499
1,45	1,305	3,8	0,34342105	2,03967653	9582,40035
1,5	1,35	3,9	0,34615385	2,0504828	9965,34639
1,55	1,395	4	0,34875	2,06072244	10348,9481
1,6	1,44	4,1	0,35121951	2,07043903	10733,1559

b=0,8m 1/n=58,8235294

h (m)	sup(m2)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m3/h)
0,05	0,04	0,9	0,04444444	0,5218612	75,1480131
0,1	0,08	1	0,08	0,77221224	222,397125
0,15	0,12	1,1	0,10909091	0,94958912	410,222499
0,2	0,16	1,2	0,13333333	1,08551504	625,256665
0,25	0,2	1,3	0,15384615	1,19417448	859,805623
0,3	0,24	1,4	0,17142857	1,28350873	1108,95154
0,35	0,28	1,5	0,18666667	1,35848403	1369,3519
0,4	0,32	1,6	0,2	1,42242711	1638,63603
0,45	0,36	1,7	0,21176471	1,47767551	1915,06746
0,5	0,4	1,8	0,22222222	1,52593141	2197,34123
0,55	0,44	1,9	0,23157895	1,56846948	2484,45566
0,6	0,48	2	0,24	1,60626619	2775,62797
0,65	0,52	2,1	0,24761905	1,64008386	3070,23699
0,7	0,56	2,2	0,25454545	1,67052734	3367,78311
0,75	0,6	2,3	0,26086957	1,6980832	3667,85971
0,8	0,64	2,4	0,26666667	1,72314772	3970,13235

b=0,7m 1/n=58,8235294

h (m)	sup(m2)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m3/h)
0,05	0,035	0,8	0,04375	0,51641089	65,0677724
0,1	0,07	0,9	0,07777778	0,75784498	190,976934
0,15	0,105	1	0,105	0,92569849	349,914029
0,2	0,14	1,1	0,12727273	1,05236628	530,392604
0,25	0,175	1,2	0,14583333	1,15234156	725,975181
0,3	0,21	1,3	0,16153846	1,23365574	932,64374
0,35	0,245	1,4	0,175	1,30127391	1147,72359
0,4	0,28	1,5	0,18666667	1,35848403	1369,3519
0,45	0,315	1,6	0,196875	1,4075713	1596,18585
0,5	0,35	1,7	0,20588235	1,45018287	1827,23042
0,55	0,385	1,8	0,21388889	1,48754064	2061,73132
0,6	0,42	1,9	0,22105263	1,52057256	2299,10571
0,65	0,455	2	0,2275	1,54999735	2538,89566
0,7	0,49	2,1	0,23333333	1,57638108	2780,73622
0,75	0,525	2,2	0,23863636	1,60017607	3024,33277
0,8	0,56	2,3	0,24347826	1,62174842	3269,44481

b=0,6m 1/n=58,8235294

h (m)	sup(m2)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m3/h)
0,05	0,03	0,7	0,04285714	0,50936078	55,0109638
0,1	0,06	0,8	0,075	0,7396919	159,773451
0,15	0,09	0,9	0,1	0,89607293	290,327628
0,2	0,12	1	0,12	1,01188429	437,134013
0,25	0,15	1,1	0,13636364	1,10190056	595,026304
0,3	0,18	1,2	0,15	1,1741877	760,873633
0,35	0,21	1,3	0,16153846	1,23365574	932,64374
0,4	0,24	1,4	0,17142857	1,28350873	1108,95154
0,45	0,27	1,5	0,18	1,32594352	1288,8171
0,5	0,3	1,6	0,1875	1,36252413	1471,52607
0,55	0,33	1,7	0,19411765	1,39439784	1656,54463
0,6	0,36	1,8	0,2	1,42242711	1843,46553
0,65	0,39	1,9	0,20526316	1,44727378	2031,97238
0,7	0,42	2	0,21	1,46945476	2221,81559
0,75	0,45	2,1	0,21428571	1,48937995	2412,79551
0,8	0,48	2,2	0,21818182	1,50737877	2604,75051

b=0,5m 1/n=58,8235294

h (m)	sup(m2)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m3/h)
0,05	0,025	0,6	0,04166667	0,49988395	44,9895557
0,1	0,05	0,7	0,07142857	0,7160192	128,883455
0,15	0,075	0,8	0,09375	0,85833642	231,750833
0,2	0,1	0,9	0,11111111	0,96127655	346,059559
0,25	0,125	1	0,125	1,03980052	467,910235
0,3	0,15	1,1	0,13636364	1,10190056	595,026304
0,35	0,175	1,2	0,14583333	1,15234156	725,975181
0,4	0,2	1,3	0,15384615	1,19417448	859,805623
0,45	0,225	1,4	0,16071429	1,22945606	995,859406
0,5	0,25	1,5	0,16666667	1,25962863	1133,66576
0,55	0,275	1,6	0,171875	1,28573608	1272,87872
0,6	0,3	1,7	0,17647059	1,30855378	1413,23809
0,65	0,325	1,8	0,18055556	1,3286704	1554,54437
0,7	0,35	1,9	0,18421053	1,34654122	1696,64193
0,75	0,375	2	0,1875	1,36252413	1839,40758
0,8	0,4	2,1	0,19047619	1,3769045	1982,74248

ANEXO 4**CANALES DE DESBASTE****3 CANALES DE DESBASTE ($Q_{max}/3= 3480,59 \text{ m}^3/\text{h}$)**

b(m)(ancho)	h (m)	sup(m²)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m³/h)	W/H
1,5	0,4	0,6	2,3	0,26086957	1,6980832	3667,85971	3,75
1,4	0,45	0,63	2,3	0,27391304	1,75422447	3978,5811	3,11111111
1,3	0,45	0,585	2,2	0,26590909	1,71988264	3622,07284	2,88888889
1,2	0,5	0,6	2,2	0,27272727	1,74915811	3778,18152	2,4
1,1	0,55	0,605	2,2	0,275	1,75886221	3830,8019	2
1	0,6	0,6	2,2	0,27272727	1,74915811	3778,18152	1,66666667
0,9	0,65	0,585	2,2	0,26590909	1,71988264	3622,07284	1,38461538
0,8	0,75	0,6	2,3	0,26086957	1,6980832	3667,85971	1,06666667

4 CANALES DE DESBASTE ($Q_{max}/4= 2610,44 \text{ m}^3/\text{h}$)

b(m)(ancho)	h (m)	sup(m²)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m³/h)	W/H
1,5	0,35	0,525	2,2	0,23863636	1,60017607	3024,33277	4,28571429
1,4	0,35	0,49	2,1	0,23333333	1,57638108	2780,73622	4
1,3	0,4	0,52	2,1	0,24761905	1,64008386	3070,23699	3,25
1,2	0,4	0,48	2	0,24	1,60626619	2775,62797	3
1,1	0,45	0,495	2	0,2475	1,63955815	2921,69262	2,44444444
1	0,5	0,5	2	0,25	1,65058044	2971,0448	2
0,9	0,55	0,495	2	0,2475	1,63955815	2921,69262	1,63636364
0,8	0,6	0,48	2	0,24	1,60626619	2775,62797	1,33333333
0,7	0,7	0,49	2,1	0,23333333	1,57638108	2780,73622	1
0,6	0,8	0,48	2,2	0,21818182	1,50737877	2604,75051	0,75

5 CANALES DE DESBASTE ($Q_{max}/5= 2088,35 \text{ m}^3/\text{h}$)

b(m)(ancho)	h (m)	sup(m²)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m³/h)	W/H
1,5	0,3	0,45	2,1	0,21428571	1,48937995	2412,79551	5
1,4	0,3	0,42	2	0,21	1,46945476	2221,81559	4,66666667
1,3	0,35	0,455	2	0,2275	1,54999735	2538,89566	3,71428571
1,2	0,35	0,42	1,9	0,22105263	1,52057256	2299,10571	3,42857143
1,1	0,4	0,44	1,9	0,23157895	1,56846948	2484,45566	2,75
1	0,4	0,4	1,8	0,22222222	1,52593141	2197,34123	2,5
0,9	0,45	0,405	1,8	0,225	1,53862116	2243,30965	2
0,8	0,5	0,4	1,8	0,22222222	1,52593141	2197,34123	1,6
0,7	0,55	0,385	1,8	0,21388889	1,48754064	2061,73132	1,27272727

6 CANALES DE DESBASTE ($Q_{max}/6= 1740,29 \text{ m}^3/\text{h}$)

b(m)(ancho)	h (m)	sup(m²)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m³/h)	W/H
1,5	0,25	0,375	2	0,1875	1,36252413	1839,40758	6
1,4	0,3	0,42	2	0,21	1,46945476	2221,81559	4,66666667

1,3	0,3	0,39	1,9	0,20526316	1,44727378	2031,97238	4,33333333
1,2	0,35	0,35	1,7	0,20588235	1,45018287	1827,23042	3,42857143
1,1	0,4	0,36	1,7	0,21176471	1,47767551	1915,06746	2,75
1	0,45	0,36	1,7	0,21176471	1,47767551	1915,06746	2,22222222
0,9	0,5	0,35	1,7	0,20588235	1,45018287	1827,23042	1,8
0,8	0,6	0,36	1,8	0,2	1,42242711	1843,46553	1,33333333

7 CANALES DE DESBASTE (Qmax/7= 1491,68 m³/h)

b(m)(ancho)	h (m)	sup(m ²)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m ³ /h)	W/H
1,5	0,25	0,375	2	0,1875	1,36252413	1839,40758	6
1,4	0,25	0,35	1,9	0,18421053	1,34654122	1696,64193	5,6
1,3	0,25	0,325	1,8	0,18055556	1,3286704	1554,54437	5,2
1,2	0,25	0,325	1,8	0,18055556	1,3286704	1554,54437	4,8
1,1	0,3	0,33	1,7	0,19411765	1,39439784	1656,54463	3,66666667
1	0,35	0,35	1,7	0,20588235	1,45018287	1827,23042	2,85714286
0,9	0,35	0,315	1,6	0,196875	1,4075713	1596,18585	2,57142857
0,8	0,4	0,32	1,6	0,2	1,42242711	1638,63603	2

8 CANALES DE DESBASTE (Qmax/8= 1305,22 m³/h)

b(m)(ancho)	h (m)	sup(m ²)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m ³ /h)	W/H
1,5	0,2	0,3	1,9	0,15789474	1,21503408	1312,2368	7,5
1,4	0,25	0,35	1,9	0,18421053	1,34654122	1696,64193	5,6
1,3	0,25	0,325	1,8	0,18055556	1,3286704	1554,54437	5,2
1,2	0,25	0,3	1,7	0,17647059	1,30855378	1413,23809	4,8
1,1	0,3	0,33	1,7	0,19411765	1,39439784	1656,54463	3,66666667
1	0,3	0,3	1,6	0,1875	1,36252413	1471,52607	3,33333333
0,9	0,35	0,315	1,6	0,196875	1,4075713	1596,18585	2,57142857
0,8	0,35	0,28	1,5	0,18666667	1,35848403	1369,3519	2,28571429

9 CANALES DE DESBASTE (Qmax/9= 1160,20 m³/h)

b(m)(ancho)	h (m)	sup(m ²)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m ³ /h)	W/H
1,5	0,2	0,3	1,9	0,15789474	1,21503408	1312,2368	7,5
1,4	0,2	0,28	1,8	0,15555556	1,20300391	1212,62794	7
1,3	0,25	0,325	1,8	0,18055556	1,3286704	1554,54437	5,2
1,2	0,25	0,3	1,7	0,17647059	1,30855378	1413,23809	4,8
1,1	0,25	0,275	1,6	0,171875	1,28573608	1272,87872	4,4
1	0,3	0,3	1,6	0,1875	1,36252413	1471,52607	3,33333333
0,9	0,3	0,27	1,5	0,18	1,32594352	1288,8171	3
0,8	0,35	0,28	1,5	0,18666667	1,35848403	1369,3519	2,28571429

10 CANALES DE DESBASTE ($Q_{\max}/10= 1044,18 \text{ m}^3/\text{h}$)

b(m)(ancho)	h (m)	sup(m ²)	perim (m)	Rh	v (m/s)	Q (m ³ /h)	W/H
1,5	0,2	0,3	1,9	0,15789474	1,21503408	1312,2368	7,5
1,4	0,25	0,35	1,9	0,18421053	1,34654122	1696,64193	5,6
1,3	0,2	0,26	1,7	0,15294118	1,18948684	1113,35968	6,5
1,2	0,25	0,3	1,7	0,17647059	1,30855378	1413,23809	4,8
1,1	0,25	0,275	1,6	0,171875	1,28573608	1272,87872	4,4
1	0,25	0,25	1,5	0,16666667	1,25962863	1133,66576	4
0,9	0,35	0,315	1,6	0,196875	1,4075713	1596,18585	2,57142857
0,8	0,35	0,28	1,5	0,18666667	1,35848403	1369,3519	2,28571429
0,7	0,35	0,245	1,4	0,175	1,30127391	1147,72359	2
0,6	0,4	0,24	1,4	0,17142857	1,28350873	1108,95154	1,5

RESGUARDO

RESGUARDO: 40% H

RESGUARDO MÍNIMO: 0,4 m

R = 0,28 m No llega al valor mínimo

R= 0,4 m

ANEXO 5**CÁLCULO REJAS CANAL DE ENTRADA****REJA AUTOMÁTICA GRUESA**

Q max(m ³ /h)	H(m)	Va (m/s)	a (m)	s (m)	C rej (m)	α (grad)
2780.73	0,7	1,2	0,025	0,05	0,3	90

Δh (m)	D (m)
0,071	0,771

W = 1,804 m

Nº espacios= 24,38 ≈ 24

Nº barrotes = nº espacios - 1 = 23

Ancho total barrotes = 0,575 m

Ancho total espacios= 1.2 m

Ancho total (At) = 1,775 m

Ancho de espaciados limite = 0,064 m

REJA AUTOMÁTICA FINA

a (m)	s (m)	C rej (m)	α (grad)
0,01	0,02	0,1	90

W = W reja automatica gruesa = 1,804 m

Δhf = 0,071 m

D = 0,841 m

Vp = 0,81 < 1 m/s

nº espacios= 60,45 ≈ 60

Nº barrotes = nº espacios - 1 = 59

Ancho total barrotes = 0,59 m

Ancho total espacios= 1.2 m

Ancho total (At) = 1,79 m

Ancho de espaciados limite = 0,027 m

ANEXO 6

CALCULO REJAS CANAL DE BYPASS

1 CANAL BYPASS (REJA MANUAL GRUESA)

Q max(m ³ /h)	H(m)	Va (m/s)	a (m)	s (m)	C rej (m)	α (grad)	W/H
10441	1,1	2,213	0,01	0,04	0,3	45	1,09090909

Δhf = 0,067 m

D = 1,167 m

W = 3,406 m

n° espacios= 68,32 ≈ 68
 N° barrotes = n° espacios - 1 = 67
 Ancho total barrotes = 0,67 m
 Ancho total espacios= 2,72 m
 Ancho total (At) = 3,39 m
 Ancho de espaciados limite = 0,048 m

2 CANALES DE BYPASS (REJA MANUAL GRUESA)

Q max(m ³ /h)	H(m)	Va (m/s)	a (m)	s (m)	C rej (m)	α (grad)	W/H
5220,5	0,8	1,89563382	0,01	0,04	0,3	45	1,25

Δhf = 0,067 m

D = 0,167 m

W = 1.853 m

n° espacios= 37.26 ≈ 38
 N° barrotes = n° espacios - 1 = 37
 Ancho total barrotes = 0,37 m
 Ancho total espacios= 1,52 m
Ancho total (At) = 1.89 m
 Ancho de espaciados limite = 0,022 m

5 CANALES DE BYPASS (REJA MANUAL GRUESA)

Q max(m ³ /h)	H(m)	Va (m/s)	a (m)	s (m)	C rej (m)	α (grad)	W/H
2088,20	0,5	1,526	0,01	0,04	0,3	45	1,6

$\Delta h_f =$ 0,032 m

D = 0,532 m

W = 1,663 m

n° espacios= 33,46 \approx 33

N° barrotes = n° espacios - 1 = 32

Ancho total barrotes = 0,32 m

Ancho total espacios= 1,32 m

Ancho total (At) = 1,64 m

Ancho de espaciados limite = 0,051 m

ANEXO 8**DESARENADOR-DESENGRASADOR****DATOS DE PARTIDA**

Qmax: 10441,8 m³/h
 n° unidades: 4 líneas de tratamiento
 Csup(Qmax): 25 m³/m² h
 Θ(Qmax): 12 min
 W/H: 1,5
 L/W: 4

1. MINIMA SUPERFICIE HORIZONTAL

S Qmax>= **130.52** m²

2, LARGO YANCHO

$W \cdot L \geq 130.52 \text{ m}^2 \implies W \cdot 4W \geq 130.52 \text{ m}^2 \implies$
 $W \geq 5.712 \text{ m}$

Tomamos $W = 5.75 \text{ m}$ ($W=2,5-7\text{m}$)

$L = 23 \text{ m}$ ($L=7,5-20\text{m}$)

3. MINIMO VOLUMEN NECESARIO

V Qmax>= **435,08** m³

4. ALTURA

$H \geq 3,29 \approx 3,3 \text{ m}$ ($H=2-5\text{m}$)

5. COMPROBACIONES

W/H: 1,74 ($W/H=1-5$)
 L/W: 4 ($L/W=3-5$)
 H: 3,3 m ($H:2-5\text{m}$)
 L: 23 m ($L:7,5-20$)

W: 5,75 m (L:2,5-7m)
C sup (Qmax): 5,64 m³/m² h
Θ(Qmax): 19,74 min

7. NECESIDADES DE AIRE (POR UNIDAD)

St : 75,9 m² 18,975
C(a): 18-21 19,5 M³/M H
Qaire: 1794 m³/h

C (septicidad) 2 m³/m³ h

Q aireseptic 3491,4 m³/h

8.PRODUCCION TOTAL DE ARENA Y GRASA

Prod arena: 2,41 m³/d
Prod grasas: 3,22 m³/d

8. BALANCE DE MATERIA

Css influente= 55132,49 kg/d
Carena influente= 2756,62 kg/d
Carena retenida= 2480,96 kg/d
Carena efluente= 275,66 kg/d
Css efluente= 52651,53 kg/d
Css retenidos= 2480,96 kg/d

ANEXO 9**DECANTADOR PRIMARIO CIRCULAR****Datos de partida:**

Q max:	7160.1	m ³ /h	
nº unidades:	4		
Rendimiento:	55	%SS	
Veloc ascensional Q med:	1,5	m/h	
Veloc ascensional Q max:	2,5	m/h	
Tiempo hidraulico de residencia a Q med:	2,5	h	
Tiempo hidraulico de residencia a Q max:	1,5	h	
Carga max sobre vertedero Q med<	9,5	m ³ /mh	
Carga max sobre vertedero Q max<	18	m ³ /mh	
Dimensiones zona entrada:			
Relación diámetros (d1/d):	0,15		
Relación entre alturas (h1/h´)	0,5		
Inclinación fondo:	3	%	
Concentración de fangos:	5	%	
Tiempo hidráulico residencia pocetas:	5	h(maximo)	

1. SUPERFICIE MINIMA DE LOS DECANTADORES

S1>=	1988,93	m ²	
S2>=	2864,04	m ²	716,01 m ² (cada ud)
ri>=	15,097	m ≈	15,1 m
Si=	716,32	m ²	
St=	2865,26	m²	
S1>=	1988,93	m ²	

2. VOLUMEN MINIMO DE LOS DECANTADORES

V>=	10740,15	m ³	2685.0375 m ³ (cada unidad)
h>=	3,80	m	h<=3m
h=	3	m	
St>=	3580.05	m ²	895.0125 m ² (cada unidad)
ri>=	16.88	m≈	17 m
Si=	907.92	m²	
St=	3631.6896	m²	
Vi=	2723.77	m³	
Vt=	10895.07	m³	

3. DIMENSIONES DEL DEFLECTOR DE ENTRADA**A. DIAMETRO**

d1= 5.1 m≈ 5 m

A. ALTURA

h1= 1,76 m≈ 1,75 m
h'= 3,51 m

4. COMPROBACION PARAMETROS DE OPERACIÓN

a) Velocidad ascensional
Vasc Q max= 1,97 ≈ 2 m3/m2h (2-3m/h)

b) Tiempo hidraulico de residencia
t Qmax= 1,52 h (1-2 h)

c) Carga sobre vertedero
Cvert Qmax= 16.76 m3/mh (<18)

5. BALANCE DE SOLIDOS EN SUSPENSIÓN DEL EQUIPO

Qo= 171842,4 m3/d
Csso= 52651,53 kg/d
[SS]o= 0,31 kg/m3 0,031 %
Qe= 171263,23 m3/d
[SS]e= 0,14 kg/m3 0,014 %
Csse= 23693,19 kg/d
Ql= 579,17 m3/d
[SS]l= 50 kgSS/m3
Cssl= 28958,34 kg/d

6. VOLUMEN DE LA POCETA DE FANGOS

Vp<= 120.66 m3 ≈ 121 m3
Vp= 30.25 m3(cada unidad)

ANEXO 10**IMHOFF**

$$\text{Potencia} = \frac{\text{Necesidad } O_2}{\text{Rendimiento}} = \frac{24877.11 \left(\frac{\text{kg } O_2}{\text{día}} \right)}{2 \left(\frac{\text{kg } O_2}{\text{Kw} \cdot \text{h}} \right) \cdot 24 \left(\frac{\text{h}}{\text{día}} \right)} = 518.27 \text{ Kw}$$

1 C.V. = 0,75 Kw

$$518.27(\text{Kw}) \cdot \frac{1\text{C.V.}}{0,75\text{Kw}} = 691.03 \text{ C.V.}$$

Tomando una profundidad de 3,5 m, una relación ancho-profundidad $\frac{4,5}{1}$, obtendremos un ancho de 15.75 m.

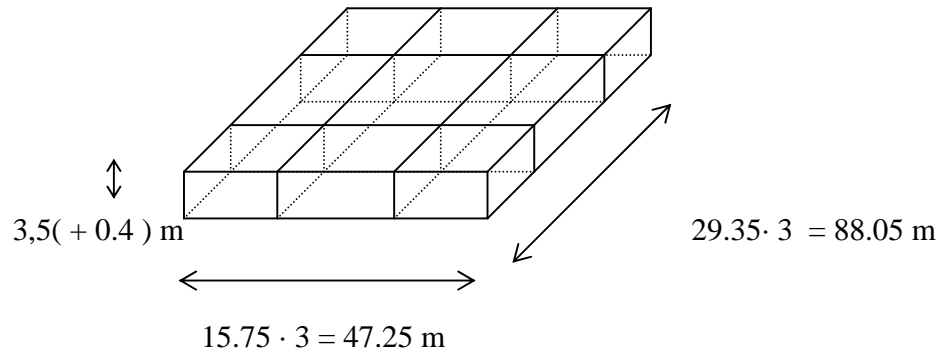
$$\text{Volumen} = 14550.09 \text{ m}^3 \longrightarrow 3,5 \cdot 15.75 \cdot L = 14550.09$$

$$L = \frac{14550.09}{3,5 \cdot 15.75} = 263.95 \text{ m}$$

Dividiendo el resultado entre 9 tanques :

$$\frac{263.95}{9} = 29.35\text{m}$$

Agrupando los tanques los tanques 3 a 3, tenemos:



La potencia instalada será:

$$\frac{P}{V} = \frac{518.27(Kw)}{9 (\text{tanques})} = 57.59 \frac{Kw}{\text{tanque}}$$

METCALF

Suponiendo un calado de 3 m:

$$\text{Potencia} = \frac{24877.11 \left(\frac{kg O_2}{\text{día}} \right)}{1,6 \left(\frac{kg O_2}{Kw \cdot h} \right) \cdot 24 \left(\frac{h}{\text{día}} \right)} = 647.84 \text{ Kw}$$

$$647.84(Kw) \cdot \frac{1C.V.}{0,75Kw} = 863.79 \text{ C.V.}$$

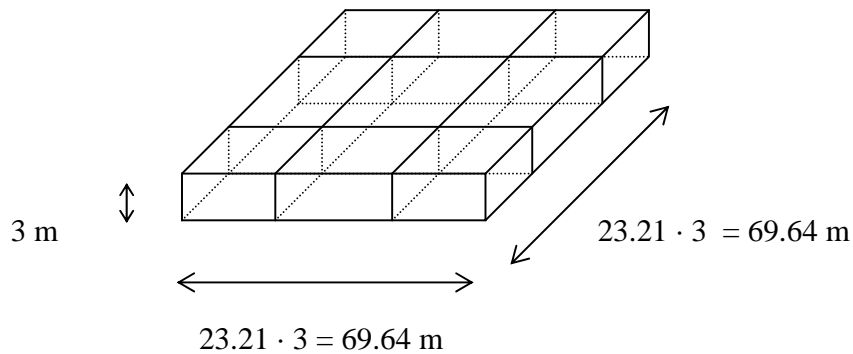
El volumen será igual a:

$$V = 3 \cdot L^2$$

$$L = \sqrt{\frac{14550}{3}} = 69.64 \text{ m}$$

Si ponemos 9 tanques obtendremos:

$$\frac{69.64}{3} = 23.21 \text{ m, dispuestos de la siguiente forma:}$$



La potencia unitaria instalada será:

$$\frac{P}{V} = \frac{647.84(Kw)}{9 \text{ (tanques)}} = 71.98 \frac{Kw}{\text{tanque}}$$

Observamos como las dimensiones de los tanques es más reducido en el primer método, por lo tanto será el utilizado en el proceso, además de ser el método mas utilizado para el cálculo de los equipos utilizados.

ANEXO 11**MODULO DE COGENERACION ICOGEN-PERKINS****Módulos de cogeneración a biogas y gas de vertedero ICOGEN-PERKINS**

Combustible:

Biogas, Conc. de metano = 65%, PCI (LHV) = 22170 KJ/Nm³ / 5300 Kcal/Nm³
Gas de vertedero, Conc. de metano = 50%, PCI (LHV) = 16.732 KJ/Nm³ / 4000 Kcal/Nm³
27 °C

Temperatura:

759 mm Hg

Presión atmosférica:

Refrigerado por agua

Colector escape:

Tensión / Frecuencia / velocidad: 230/400 V - 50 Hz - 1.500 rpm.



ICOGEN S.A.
Polígono Ph. de Coll
C. Sgim. 28
08110 MONTCAIDA I RDUBAC
(Barcelona)
Tel. 93 34 00 66
Fax. 93 35 21 27
http://www.icogen-sa.com

Modelo	Disp.	Cilindrada Litros	Carga %	Tipo Combustible	Consumo Gas kW	Potencia en eje kWme (*)	Potencia eléctrica kWe (**)	Rendim. eléctrico %	Potencia térmica			Total kWt	Rend. térmico %	Rend. total %	Dimensiones L x A x H mm x mm x mm	Peso kg
									Turbo kW térm.	Camisas kW térm.	Escape kWt (***)					
D300	6 L	22,92	100	Gas vertedero	839	282	271	32,3	44	216	235	451	53,8	86,1	4000 x 1600 x 2200	5300
				Biogas	920	315	303	32,9	52	236	242	478	52,0	84,9		
D400	8 L	30,56	100	Gas vertedero	1.159	376	364	31,4	68	312	330	642	55,4	86,8	4500 x 1600 x 2200	6500
				Biogas	1.266	421	408	32,2	82	324	344	688	52,8	85,0		
D600	12 V	45,84	100	Gas vertedero	1.666	553	535	32,1	99	475	401	876	52,6	84,7	4500 x 2050 x 2450	8000
				Biogas	1.838	619	599	32,6	118	517	417	934	50,8	83,4		
D800	16 V	61,12	100	Gas vertedero	2.302	737	713	31,0	116	692	560	1.252	54,4	85,4	5500 x 2050 x 2450	9900
				Biogas	2.527	824	800	31,7	144	741	584	1.325	52,4	84,1		

Datos al 100% de la carga nominal
(*) potencia continua 24 h/24 h @ n = 1.500 r.p.m.
(**) a factor de potencia COS FI = 0,9
(***) gas escape enfriado hasta 120 °C

Motores PERKINS (Inglaterra)

Se pueden producir cambios sin previo aviso

Edición: Febrero 2003

ANEXO 12**RECALCULO DESARENADOR-DESENGRASADOR****DATOS DE PARTIDA**

Q_{max} : 10608,5 m³/h
 n° unidades: 4 líneas de tratamiento
 $C_{sup}(Q_{max})$: 25 m³/m² h
 $\Theta(Q_{max})$: 12 min
 W/H : 1,5
 L/W : 4

1. MINIMA SUPERFICIE HORIZONTAL

$S_{Q_{max} \geq}$ **132.61** m²

2, LARGO YANCHO

$W * L \geq$ 132.61 m² \implies $W * 4W \geq$ 132.61 m² \implies
 $W \geq$ 5.758 m

Tomamos \implies $W =$ **5.75** m ($W=2,5-7m$)

$L =$ **23** m ($L=7,5-20m$)

3. MINIMO VOLUMEN NECESARIO

$V_{Q_{max} \geq}$ **442,02** m³

4. ALTURA

$H \geq$ 3,34 \approx **3,35** m ($H=2-5m$)

5. COMPROBACIONES

W/H : 1,72 ($W/H=1-5$)

L/W: 4 (L/W=3-5)
 H: 3,35 m (H:2-5m)
 L: 23 m (L:7,5-20)
 W: 5,75 m (L:2,5-7m)
 C sup (Qmax): 20.05 m³/m² h
 Θ(Qmax): 10.02 min

7. NECESIDADES DE AIRE (POR UNIDAD)

St : 77,05 m² 7,705
 C(a): 18-21 19,5 M³/M H
 Qaire: 1794 m³/h

C (septicidad) 2 m³/m³ h

Q aireseptic 3544,3 m³/h

8.PRODUCCION TOTAL DE ARENA Y GRASA

Prod arena: 2,41 m³/d
 Prod grasas: 3,22 m³/d

8. BALANCE DE MATERIA

Css influente= 60625,41 kg/d
 Carena influente= 3031,27 kg/d
 Carena retenida= 2728,14 kg/d
 Carena efluente= 303,13 kg/d
 Css efluente= 57897,27 kg/d
 Css retenidos= 2728,14 kg/d

ANEXO 13**RECALCULO DECANTADOR 1º CIRCULAR****Datos de partida:**

Q max:	7274,43487	m ³ /h
nº unidades:	4	
Rendimiento:	55	%SS
Veloc ascensional Q max:	2,5	m/h
Tiempo hidraulico de residencia a Q max:	1,5	h
Carga max sobre vertedero Q max<	18	m ³ /mh
Dimensiones zona entrada:		
Relación diametros (d1/d):	0,15	
Relación entre alturas (h1/h')	0,5	
Inclinación fondo:	3	%
Concentración de fangos:	5	%
Tiempo hidráulico residencia pocetas:	5	h(maximo)

1. SUPERFICIE MINIMA DE LOS DECANTADORES

S2>=	2909,77395	m ²	727,44	m ² (cada unidad)
ri>=	15,217	m ≈	15,2	m
Si=	725,84	m ²		
St=	2903,34	m ²		

2. VOLUMEN MINIMO DE LOS DECANTADORES

V1>=	7458,5	m ³		
V2>=	10911,6523	m ³	2727,91308	m ³ (cada unidad)
h>=	3,76	m	h<=3m	
h=	3	m		
St>=	3637,21743	m ²	909,304358	m ² (cada unidad)
ri>=	17,01	m≈	17	m
Si=	907,92	m ²		
St=	3631,6896	m ²		
Vi=	2723,77	m ³		

3. DIMENSIONES DEL DEFLECTOR DE ENTRADA

A. DIAMETRO

d1= 5.1 m≈ 5 m

A. ALTURA

h1= 1,76 m≈ 1,75 m

h'= 3,51 m

4. COMPROBACION PARAMETROS DE OPERACIÓN

a) Velocidad ascensional
Vasc Q max= 2 ≈ 2 m³/m²h (2-3m/h)

b) Tiempo hidraulico de residencia
t Qmax= 1,5 h (1-2 h)

c) Carga sobre vertedero
Cvert Qmax= 17.03 m³/mh (<18)

5. BALANCE DE SOLIDOS EN SUSPENSIÓN DEL EQUIPO

Qo=	174586,437	m ³ /d	
Csso=	57897,27	kg/d	
[SS]o=	0,33	kg/m ³	0,033 %
Qe=	173949,57	m ³ /d	
[SS]e=	0,15	kg/m ³	0,015 %
Csse=	26053,77	kg/d	
Ql=	636,87	m ³ /d	
[SS]l=	50	kgSS/m ³	
Cssl=	31843,50	kg/d	

6. VOLUMEN DE LA POCETA DE FANGOS

Vp<= 132.68 m³ ≈ 133 m³
Vp= 33.25 m³(cada unidad)

ANEXO 14

Bibliografía:

- Ingeniería de Aguas Residuales. Metcalf & Eddy. 3ª Edición. 1995.
- Depuración de aguas residuales. Aurelio Hernández Muñoz. 1992.
- Manual de diseño de Estaciones Depuradoras de aguas residuales. Aurelio Hernández Lehman. 1998.
- Contaminación e Ingeniería ambiental. Dirección científica y coordinación (Universidad de Oviedo). Julio L. Bueno, Herminio Sastre, Antonio G. Lavin. 1997.
- Manuel Técnico del agua. Degremont. 4ª Edición. 1979.
- Tratamiento de aguas. José Ferrer Polo, Aurora Seco Torrecillas. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia. 1992.
- Apuntes de asignatura Ingeniería Medioambiental del Título de Ingeniero Industrial de la EPSA UCA. (Curso 2006-2007)

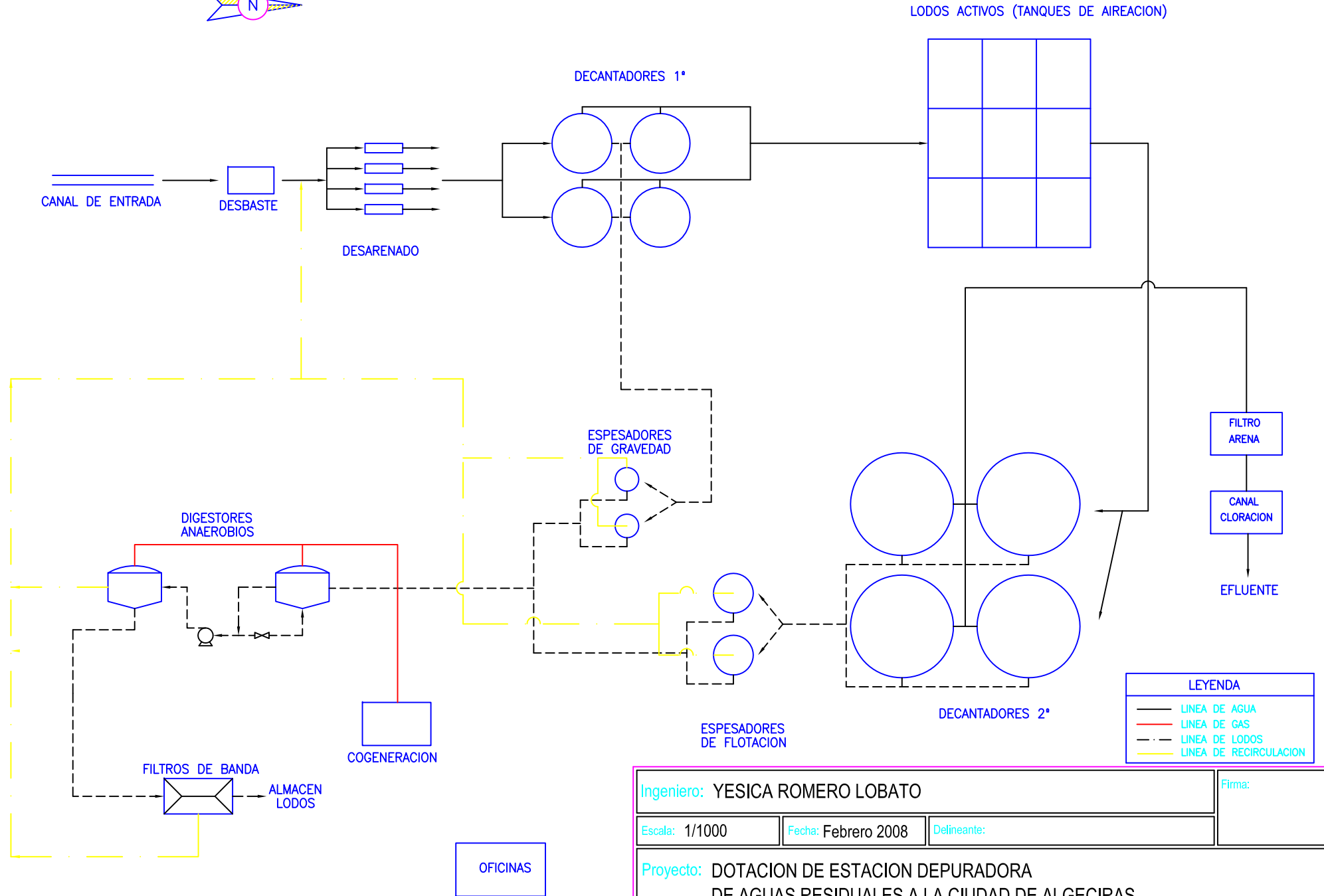
DOCUMENTO VI: PLANOS

PLANOS:

- 0. UBICACIÓN**
- 1. DIAGRAMA DE PROCESO**
- 2. DESARENADOR – DESENGRASADOR**
- 3. DECANTADOR PRIMARIO**
- 4. TANQUES DE AIREACIÓN**
- 5. DECANTADOR SECUNDARIO**
- 6. ESPESADOR POR GRAVEDAD**
- 7. ESPESADOR POR FLOTACIÓN**
- 8. DIGESTOR ANAEROBIO**
- 9. FILTRO DE ARENA**
- 10. CANAL DE CLORACIÓN**

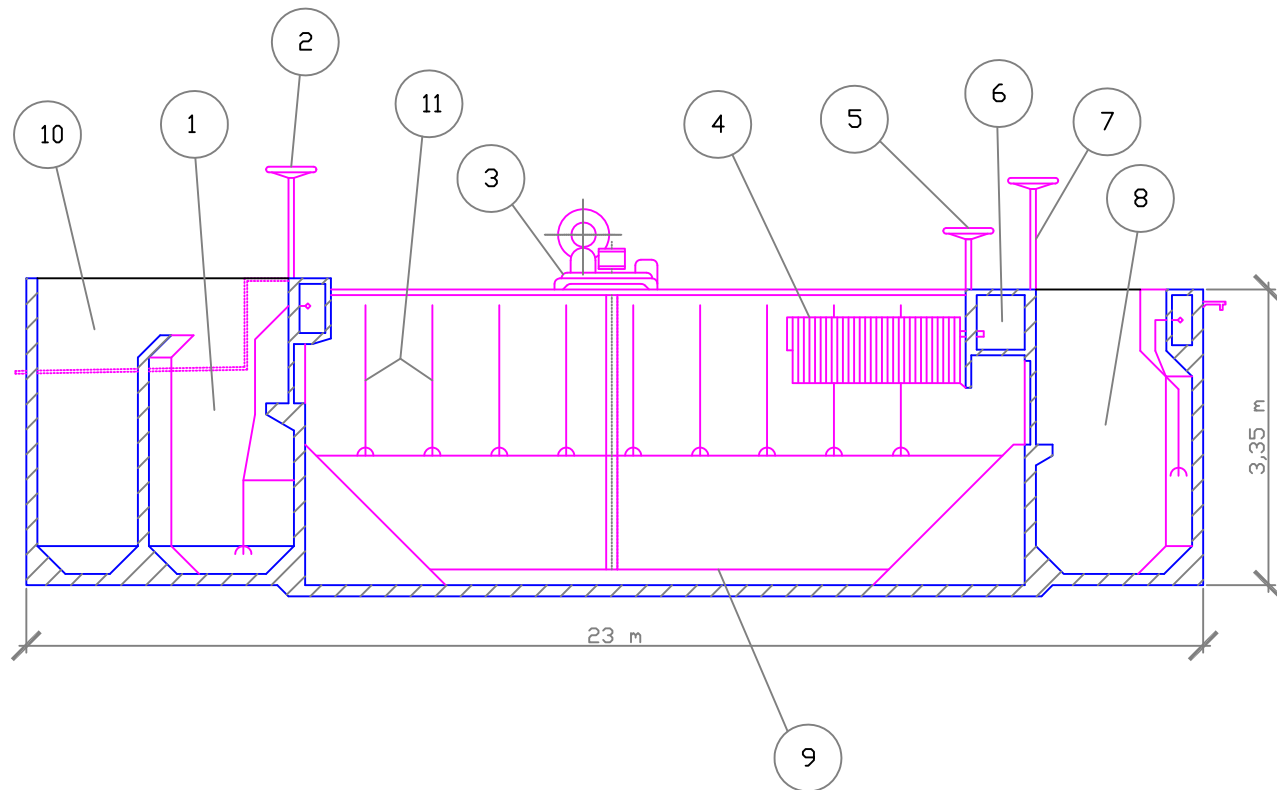


Ingeniero: YESICA ROMERO LOBATO		Firma:
Escala:	Fecha: Febrero 2008	Delineante:
Proyecto: DOTACION DE ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES A LA CIUDAD DE ALGECIRAS		
Plano: PLANO DE UBICACION		Nº: 0

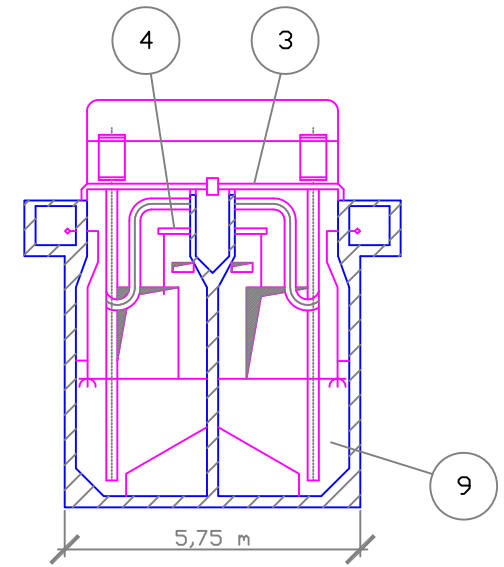


LEYENDA	
—	LINEA DE AGUA
—	LINEA DE GAS
- - -	LINEA DE LODOS
—	LINEA DE RECIRCULACION

Ingeniero: YESICA ROMERO LOBATO		Firma:
Escala: 1/1000	Fecha: Febrero 2008	Delineante:
Proyecto: DOTACION DE ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES A LA CIUDAD DE ALGECIRAS		
Plano: DIAGRAMA DE PROCESOS		Nº: 1



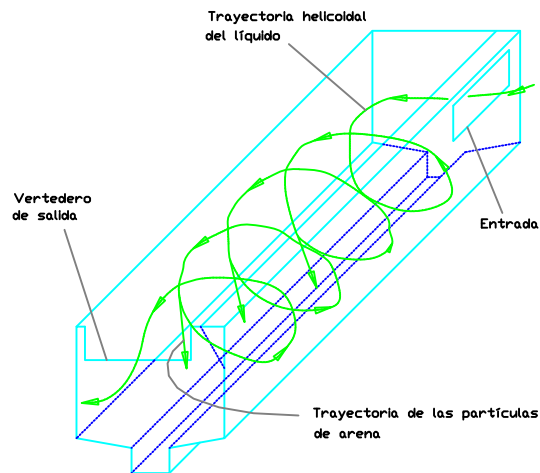
Seccion longitudinal



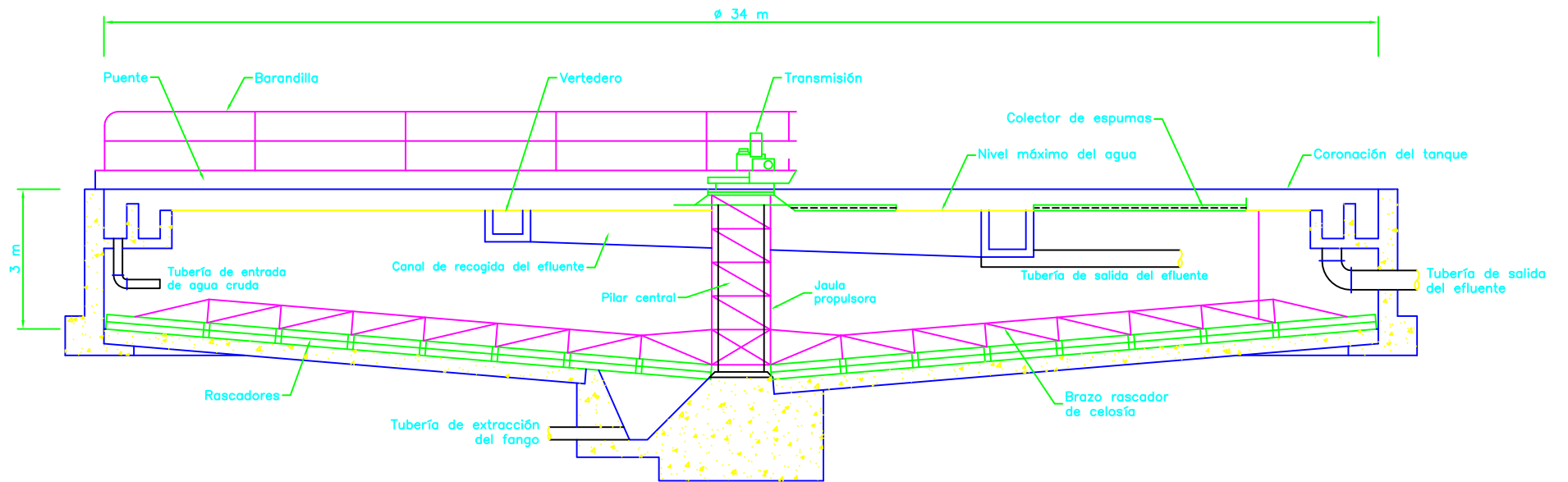
Seccion transversal

- 1.- Canal de entrada
- 2.- Valvula de llegada
- 3.- Puente movil para elevacion de la arena
- 4.- Tranquillizador
- 5.- Valvula de desaceitado
- 6.- Canal de evacuacion de aceite
- 7.- Valvula de salida
- 8.- Canal de salida. Alimentacion de la decantacion
- 9.- Evacuacion de la arena
- 10.- By-pass por vertedero de rebose
- 11.- Tubos de inyeccion

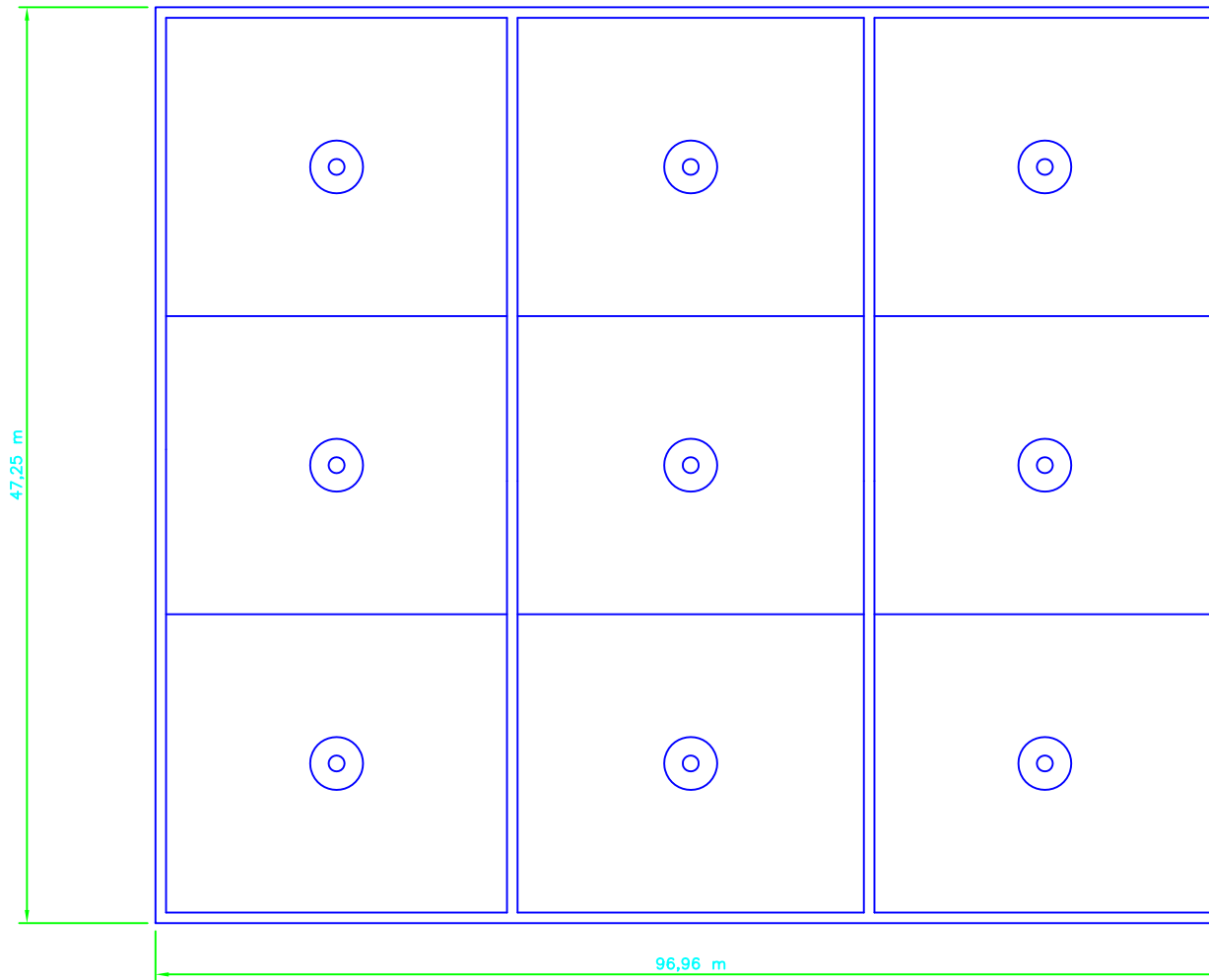
Diagrama de flujo



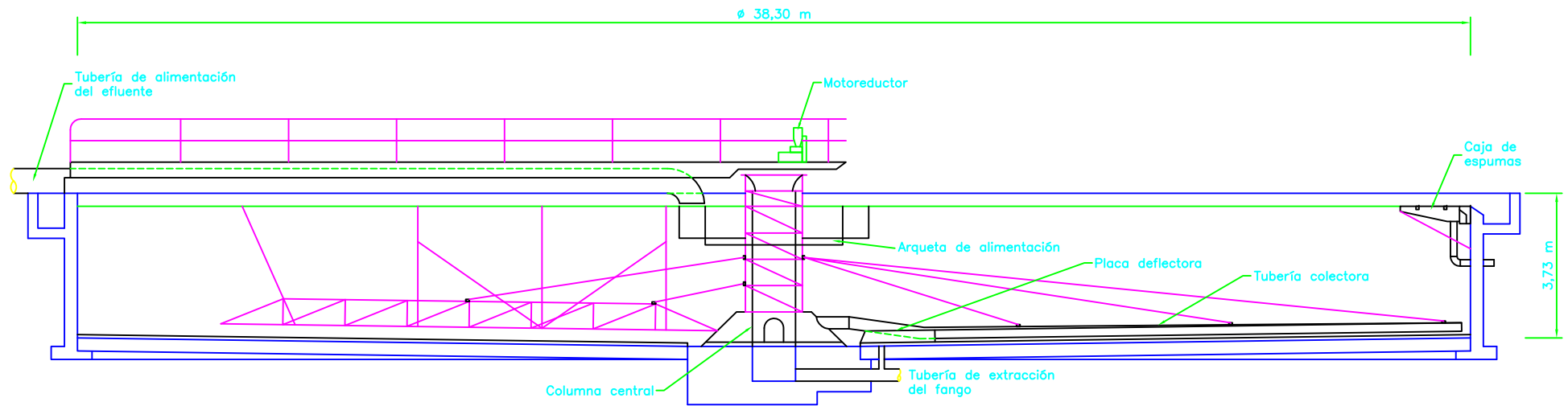
Ingeniero: YESICA ROMERO LOBATO			Firma:
Escala: S/E	Fecha: Febrero 2008	Delineante:	
Proyecto: DOTACION DE ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES A LA CIUDAD DE ALGECIRAS			
Plano: DESARENADOR-DESENGRASADOR			Nº: 2



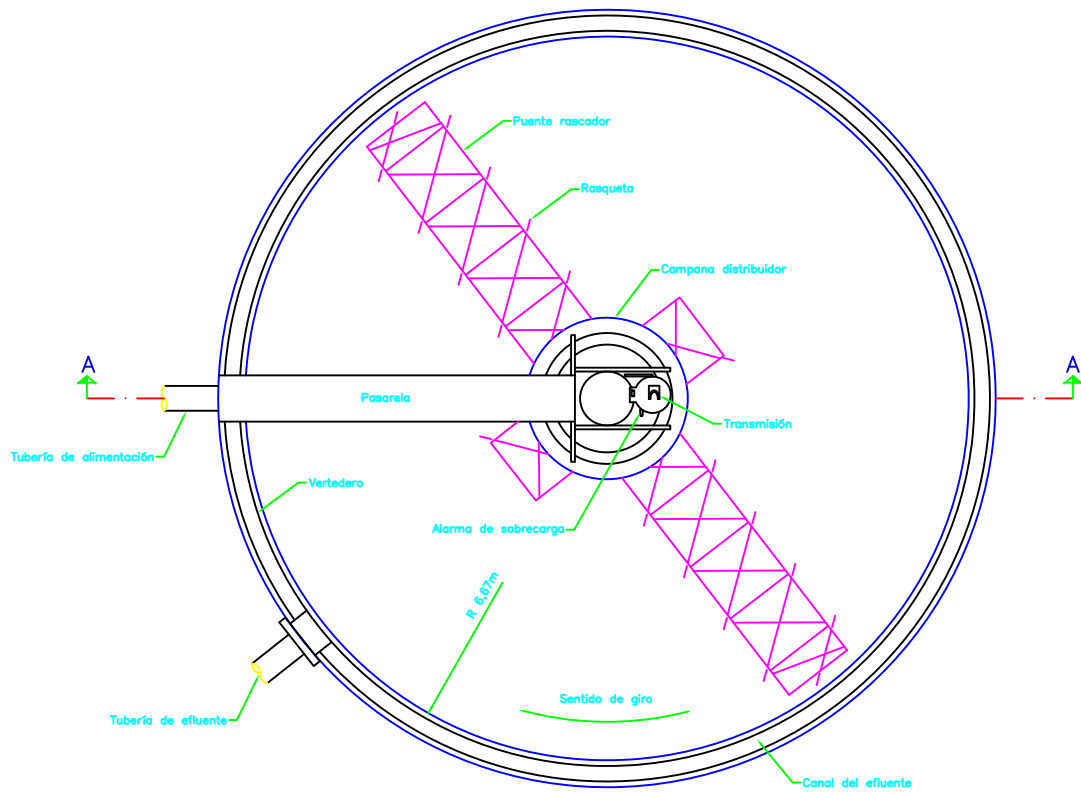
Ingeniero: YESICA ROMERO LOBATO			Firma:
Escala: S/E	Fecha: Febrero 2008	Delineante:	
Proyecto: DOTACION DE ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES A LA CIUDAD DE ALGECIRAS			
Plano: DECANTADOR PRIMARIO			Nº: 3



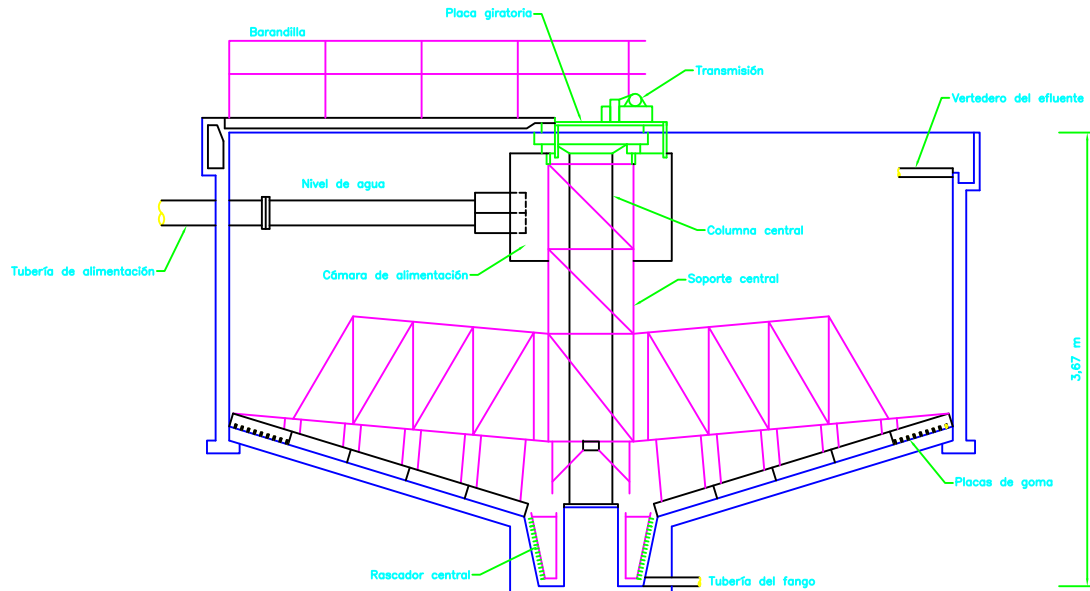
Ingeniero: YESICA ROMERO LOBATO			Firma:
Escala: S/E	Fecha: Febrero 2008	Delineante:	
Proyecto: DOTACION DE ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES A LA CIUDAD DE ALGECIRAS			
Plano: TANQUES DE AIREACION			Nº: 4



Ingeniero: YESICA ROMERO LOBATO			Firma:
Escala: S/E	Fecha: Febrero 2008	Delineante:	
Proyecto: DOTACION DE ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES A LA CIUDAD DE ALGECIRAS			
Plano: DECANTADOR SECUNDARIO			Nº: 5

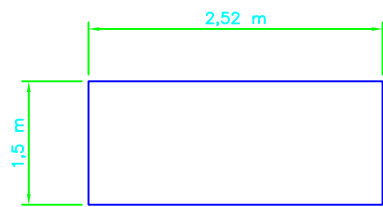
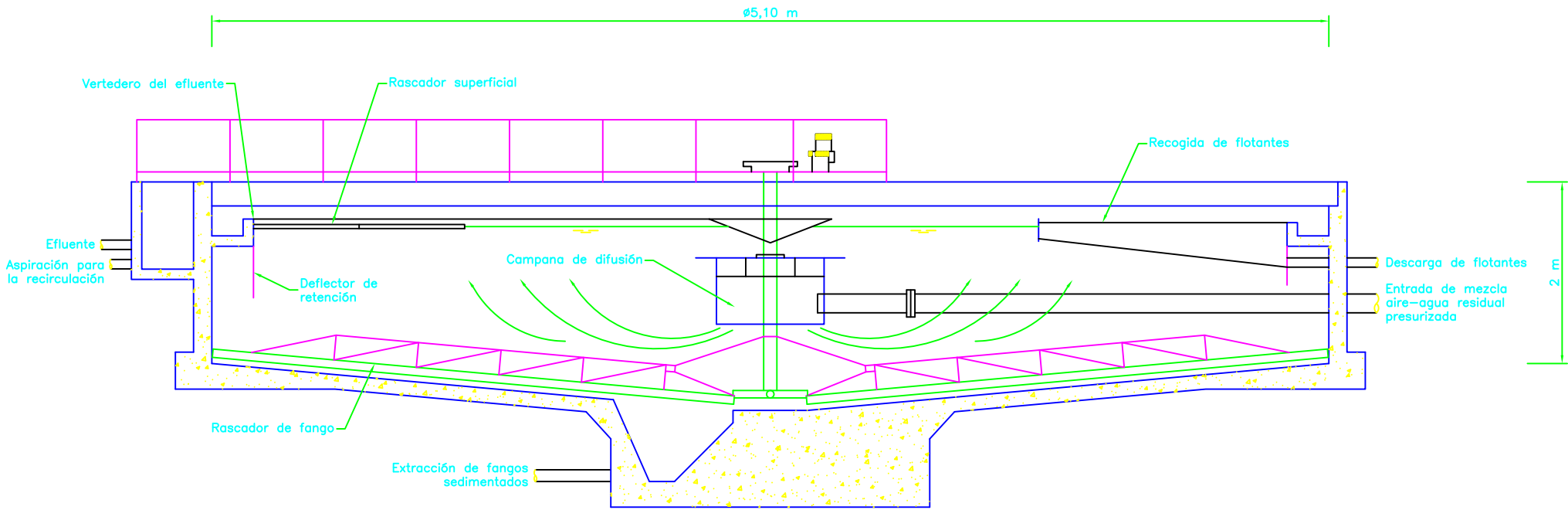


PLANTA



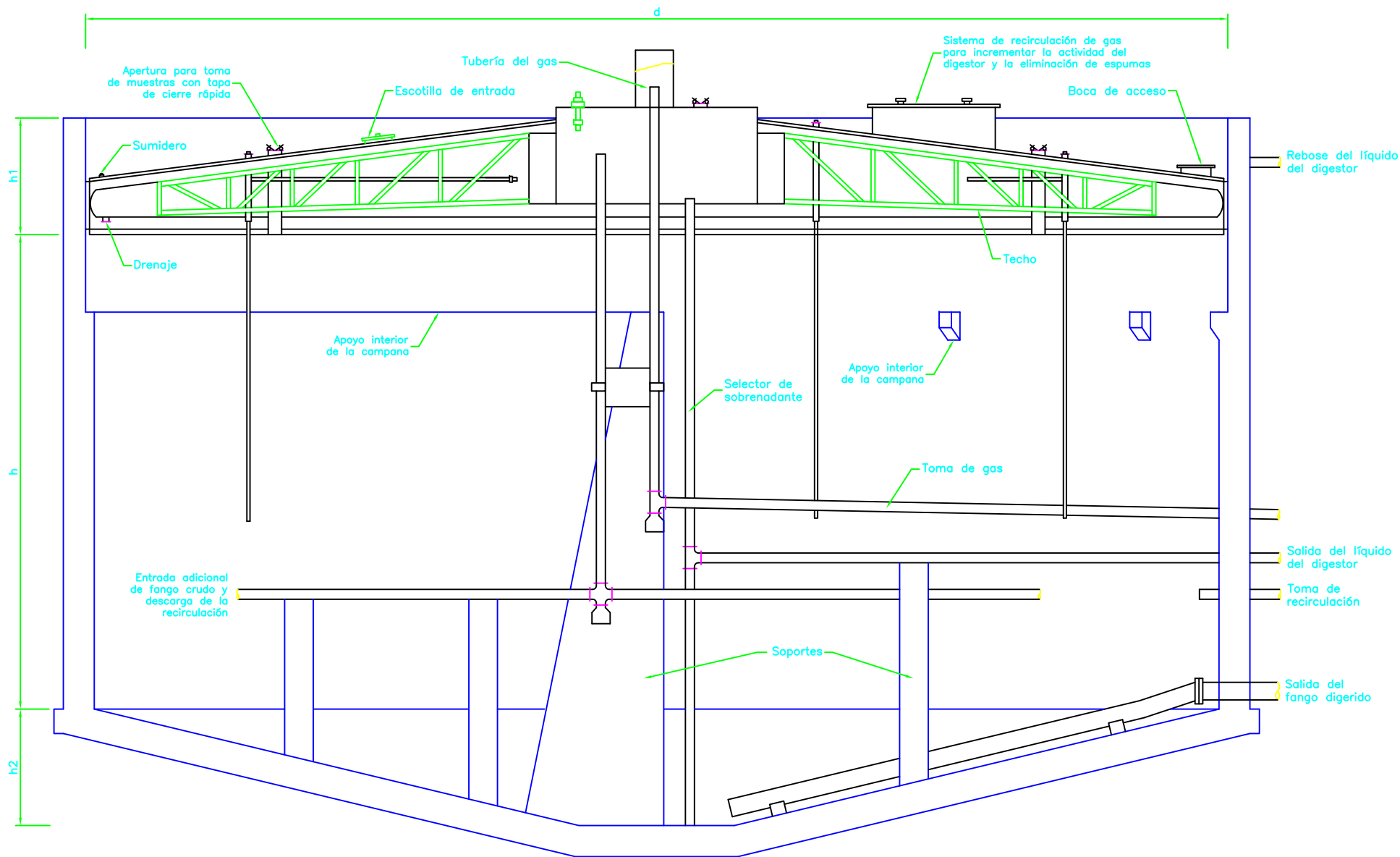
SECCION A-A

Ingeniero: YESICA ROMERO LOBATO			Firma:
Escala: S/E	Fecha: Febrero 2008	Delineante:	
Proyecto: DOTACION DE ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES A LA CIUDAD DE ALGECIRAS			
Plano: ESPESADOR DE GRAVEDAD			Nº: 6



CALDERIN DE PRESURIZACIÓN
CONECTADO A SALIDA

Ingeniero: YESICA ROMERO LOBATO		Firma:
Escala: S/E	Fecha: Febrero 2008	Delineante:
Proyecto: DOTACION DE ESTACION DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES A LA CIUDAD DE ALGECIRAS		
Plano: ESPESADOR DE FLOTACION		Nº: 7



DIGESTOR ANAEROBIO

N°	1	2
d	12,5	20
h	12,7	10,6
h1	1,09	0,87
h2	266	2,12

Ingeniero: YESICA ROMERO LOBATO

Firma:

Escala:

Fecha: Febrero 2008

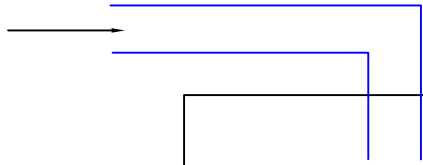
Delineante:

Proyecto: DOTACION DE ESTACION DEPURADORA
DE AGUAS RESIDUALES A LA CIUDAD DE ALGECIRAS

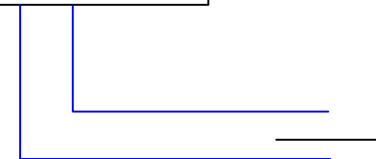
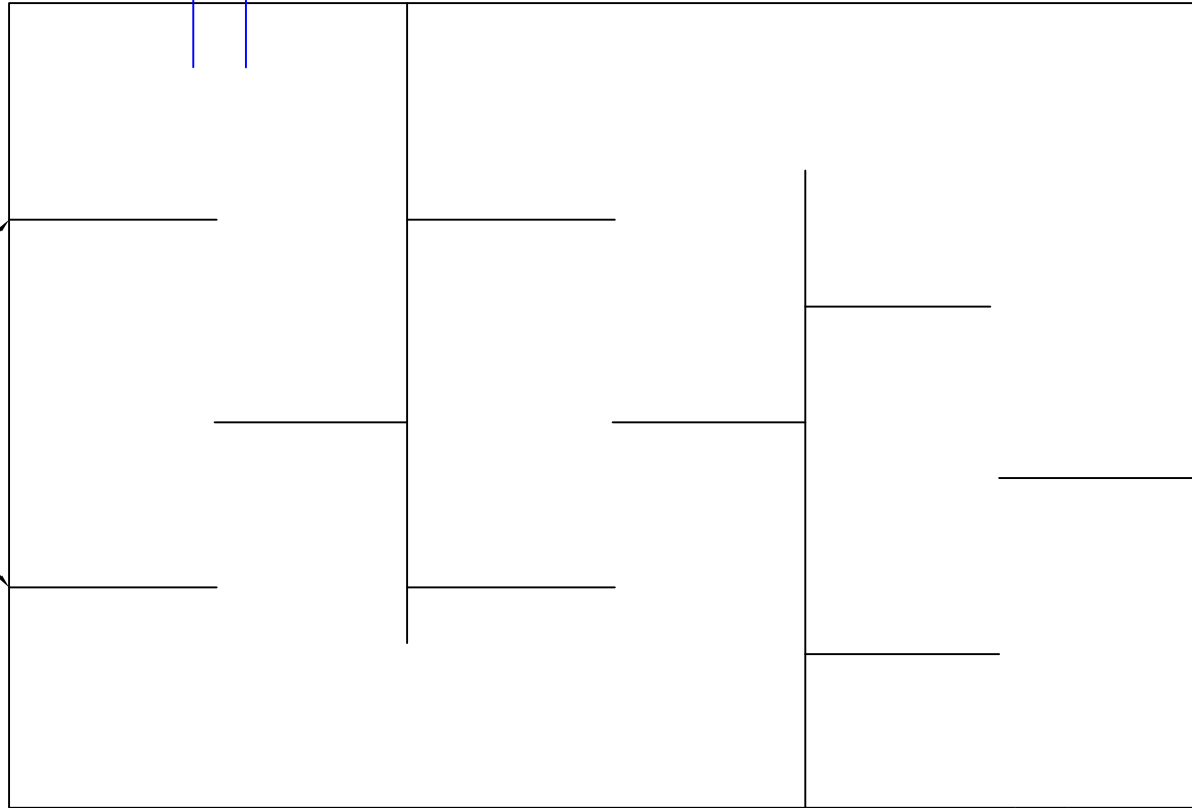
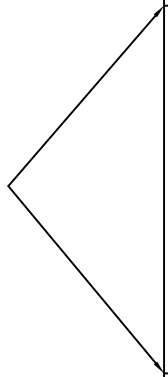
Plano: DIGESTOR ANAEROBIO

Nº: 8

ENTRADA AGUA



DEFLECTORES



SALIDA AGUA

Ingeniero: YESICA ROMERO LOBATO

Firma:

Escala: 1/1000

Fecha: Febrero 2008

Delineante:

Proyecto: DOTACION DE ESTACION DEPURADORA
DE AGUAS RESIDUALES A LA CIUDAD DE ALGECIRAS

Plano: CANAL DE CLORACION

Nº: 9

