

**Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas
Facultad de Construcciones
Departamento de Ingeniería Hidráulica**



TESIS DE GRADO

Propuesta de intervención de la planta de tratamiento de agua residual de la Universidad Marta Abreu de las Villas

AUTOR: Reinier Luis Despaigne Pérez.

TUTOR: Dr. Ing. Luis O. Ibañez Mora

**Santa Clara
2016**

Dedicatoria

- *Primeramente, a mi tutor por su dedicación, sus enseñanzas y consejos.*
- *A mi familia, en especial mi Mama, mi Papa*
- *A mi abuela que en vida me apoyo en todo momento y hoy le agradezco este dónde este*
- *A Elba que estaba cuando la necesitaba*
- *Mis amistades*
- *Mis compañeros de aula*
- *En fin, a todos en general*
- *Muchas Gracias*

Pensamiento:

*La inteligencia consiste no sólo en el conocimiento, sino
también en la destreza de aplicar los conocimientos en la
práctica.*

Aristóteles

Índice.

Resumen. 6

Introducción.....	i
Capítulo 1: Estado del arte.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Características de las aguas residuales.....	3
1.3 Sistemas de Tratamientos	5
1.3.1 Tratamiento preliminar	7
1.3.2 Tratamientos primarios	8
1.3.2 Tratamientos secundarios.....	11
1.3.3 Tratamientos terciarios.....	17
1.3.4 Tratamiento de lodos	18
1.4 Plantas de tratamientos de aguas residuales.....	18
1.4 Metodología general de diseño de una planta de tratamiento de agua residual.....	21
1.6 Tendencias actuales en el mantenimiento de las PTAR.....	30
1.6.1 Tendencias en el empleo de tecnologías intensivas.....	30
1.6.2 Combinación de tecnologías de tratamiento.....	32
1.7 Conclusiones parciales.....	33
Capítulo 2: Estudio In situ de las PTAR en la UCLV	34
2.1 Introducción.....	34
2.2 Diagnóstico de la PTAR de la UCLV	34
2.4 Metodología de diseño de la PTAR de la zona central de la UCLV	40
2.6 Conclusiones parciales.....	60
Capítulo 3: Propuesta de intervención en la PTAR en la UCLV	62
3.1 Introducción.....	62
3.2 Determinación del caudal de la nueva PTAR.....	64
3.3 Diseño de los elementos que conforman la nueva PTAR.....	65
3.4 Volúmenes de trabajo para la construcción de la nueva PTAR.....	73
3.5 Conclusiones parciales.....	76
Conclusiones.....	80
Recomendaciones.....	80

Resumen.

En presente trabajo de Diploma se realiza un estudio de la Planta de Tratamiento de aguas residuales (PTAR) de la Universidad Central de las Villas (UCLV) con el objetivo de proponer una solución en funcionamiento del hombre. Se consulta la bibliografía internacional y nacional respecto al tema de manera tal que la solución planteada sea factible desde el punto de vista técnico y económico.

De manera general se estudia las características de las aguas residuales, los sistemas de tratamiento y las metodologías de diseño de las mismas.

En una segunda etapa del trabajo se hace un levantamiento de la planta de la UCLV evaluando las patologías y el grado de funcionalidad. Finalmente se propone un diseño de una PTAR en la zona que ocupa la planta y aunque no resulta factible aprovechar todas las instalaciones existentes se aprovecha el área.

Este trabajo permite a los inversionistas de la UCLV decidir la posible reconstrucción de la PTAR y los volúmenes de trabajo necesarios a revisar.

Introducción.

Introducción.

En el mundo de hoy la población ha crecido de tal manera que la contaminación del ambiente preocupa al mundo entero, ese crecimiento de la población a traído problemas de contaminación ocasionado por el vertimiento de aguas residuales. Hoy en día el tratamiento de aguas residuales por métodos naturales se presenta como una opción sostenible para las pequeñas y medianas poblaciones dada su alta eficiencia, bajos costos de operación, mantenimiento y facilidad de construcción.

Donde el tratamiento de aguas residuales, es un proceso de tratamiento que incorpora transformaciones físicas, químicas y biológicas, con el objeto de tratar y remover los contaminantes físicos, químicos y biológicos del agua, efluente del uso humano. El objetivo del tratamiento es producir agua limpia o reutilizable en el ambiente y un residuo sólido o fango que puede utilizarse para diversos y diferentes propósitos.

Las aguas residuales están constituidas fundamentalmente por las aguas de abastecimiento después de haber pasado por las diversas actividades o usos por parte de la población y son generadas por residencias, instituciones y locales comerciales e industriales. Esto puede ser tratado dentro del sitio en el cual es generado o recogido y llevado mediante una red de tuberías y eventualmente bombas a una planta de tratamiento local. Los esfuerzos para coleccionar y tratar las aguas residuales de las descargas están típicamente sujetos a regulaciones y estándares locales, estatales y federales (regulaciones, controles, normativas).

Típicamente, el tratamiento de aguas residuales comienza por la separación física inicial de sólidos grandes (basura) de la corriente de aguas domésticas o industriales empleando un sistema de rejillas (mallas), aunque también pueden ser triturados esos materiales por equipo especial; posteriormente se aplica un desarenado (separación de sólidos pequeños muy densos como la arena) seguido de una sedimentación primaria (o tratamiento similar) que separe los sólidos suspendidos existentes en el agua residual. Para eliminar metales disueltos se utilizan reacciones de precipitación, que se utilizan para eliminar plomo y fósforo principalmente.

La conversión progresiva de la materia biológica disuelta en una masa biológica sólida usando bacterias adecuadas, generalmente presentes en estas aguas. Una vez que la masa biológica es separada o removida (proceso llamado sedimentación secundaria), el agua tratada puede experimentar procesos adicionales (tratamiento terciario) como desinfección, filtración, etc. El efluente final puede ser descargado o reintroducido de vuelta a un cuerpo de agua natural (corriente, río o bahía) u otro ambiente (terreno superficial, subsuelo, etc.).

Los sólidos biológicos segregados experimentan un tratamiento y neutralización adicional antes de la descarga o reutilización apropiada. En Cuba el tratamiento de aguas residuales domésticas en zonas periurbanas es insuficiente, y está demostrado que constituye la alternativa sostenible de saneamiento, la mayoría funciona ineficientemente debido a

problemas de diseño y operación. A pesar de ello se han desarrollado soluciones para la recolección, tratamiento y disposición final de las aguas residuales, a partir de sistemas de tratamientos basados en tanques sépticos y lagunas de estabilización como los más empleados, pero no han sido del todo eficientes. [Díaz, 1987]

En el área central de la UCLV, existe un sistema de tratamiento para los residuales líquidos cuya construcción es de 1964 y fue proyectado para asimilar los residuos equivalentes a 3500 personas. Estas aguas residuales generadas por la población universitaria favorecen a emisiones de residuos líquidos y sólidos, que deben recibir un adecuado tratamiento para evitar que los efluentes se conviertan en portadores de infecciones y de otros productos químicos que pueden ser nocivos a la salud humana y en algunos casos, alcanzar las cuencas subterráneas provocando su contaminación. [Machado, 2005]

Planteamiento y definición del problema.

Los sistemas de tratamiento de residuales líquidos actualmente instalados en la zona central de la UCLV no son tratados debidamente, debido a la obsolescencia tecnológica que presenta la planta y abandono de la misma. Se incumple con la norma de vertimiento del medio ambiente a cuerpos receptores establecidos por el **CITMA** para los residuos líquidos. Donde lo fundamental es proteger el medio ambiente y que el vertimiento del efluente final cumpla los requisitos para la norma y los residuos domésticos tratados.

Hipótesis.

A través del estudio y diagnóstico del sistema de tratamiento de residuales de la zona central de la UCLV se podrá caracterizar el estado actual de la misma, proponer un grupo de soluciones para recuperar sus parámetros de diseño original que no está cumpliendo, y aportar criterios a los decisores para la rehabilitación del sistema.

Objetivos.

Para el desarrollo de la investigación se consideró el siguiente objetivo general: Diseñar una planta de tratamiento de residuales que aproveche las instalaciones ya existentes en la universidad. Este diseño permitirá a las autoridades universitarias evaluar la inclusión de una nueva inversión, en correspondencia con todas las exigencias normativas existentes.

Objetivos específicos.

Para dar cumplimiento al objetivo general anterior se desarrollaron los siguientes objetivos específicos:

- ✓ Realizar una búsqueda bibliográfica sobre el tema del tratamiento de agua residuales
- ✓ Realizar un levantamiento del sistema de tratamiento de aguas residuales en la UCLV
- ✓ Elaborar una propuesta de intervención de la PTAR en la UCLV.

Pregunta de Investigación.

1. ¿Cuáles son las tendencias actuales para la intervención de las PTAR?
2. ¿Cuál es el estado técnico de la PTAR de la UCLV?
3. ¿Qué solución técnica se debe dar para la PTAR de la universidad Marta Abreu de las Villas?

Tareas de investigación.

Para dar cabal cumplimiento a los objetivos antes planteados se realizarán las siguientes tareas de investigación:

- Búsqueda bibliográfica sobre las PTAR
- Realizar un estudio de la PTAR en la UCLV
- Propuesta de restauración de la PTAR en la UCLV.

Metodología de la Investigación.

Para realizar la actual investigación se define las siguientes etapas, las cuales se complementan entre sí.

Etapas I: Definición de la problemática.

- Definición del tema y problema de estudio.
- Recopilación bibliográfica.
- Formación de la base teórica general.
- Planteamiento de las hipótesis.
- Definición de los objetivos.
- Definición de tareas científicas.

Redacción de la introducción.

Etapas II: Revisión bibliográfica.

- Estudio, análisis y crítica de los últimos adelantos científicos relacionados con el tema.
- Redacción del Capítulo I.

Se da cumplimiento al objetivo específico 1.

Etapas III: Levantamiento in situ.

- Levantamiento y evaluación de la PTAR
- Diagnóstico del sistema
- Cálculo de volúmenes de residuales estimado.

Redacción del Capítulo II.

Se da cumplimiento al objetivo específico 1.

Etapas IV: Propuesta de soluciones.

- Propuesta de intervención en la PTAR.

Redacción del capítulo III.

Se da cumplimiento al objetivo específico 2 y 3.

Etapas V: Redacción definitiva de la tesis.

Estructura de la Tesis.

La estructura de la tesis está relacionada directamente con la metodología de la investigación establecida y de un modo específico en el desarrollo particular de cada una de las etapas de la

investigación. La misma se encuentra formada por una introducción general, tres capítulos, las conclusiones, recomendaciones y bibliografía, así como los anexos necesarios.

El orden y estructura lógica del trabajo se establece a continuación:

- Introducción.
- Capítulo I: Estado del Arte
- Capítulo II: Estudio de la PTAR en la UCLV
- Capítulo III: Propuesta de intervención de la PTAR en la UCLV
- Recomendaciones.
- Bibliografía.

Capítulo 1

Capítulo 1: Estado del arte.

1.1 Introducción.

En este capítulo se desarrolla la propuesta de diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales, partiendo de las consideraciones generales que deben ser tomadas en cuenta a la hora de elaborar un diseño de este tipo. Esta propuesta se divide en tres fases de tratamiento, siendo éstas las siguientes: preliminar, primario, secundario y tratamiento de lodos. Cada una de estas fases la constituyen elementos diseñados para lograr remover algunos componentes presentes en las aguas residuales una vez que ésta pasa por ellos, logrando de esta manera producir un efluente de la planta que cumpla con los requisitos para ser descargada a un cuerpo receptor, sin alterar negativamente la flora y fauna.

Según [BRIGAND, 2008] el termino agua residual define un tipo de agua que está contaminada con sustancias fecales y orina, procedentes de desechos orgánicos humanos o animales. Su importancia es tal que requiere sistemas de canalización, tratamiento y desalojo. Su tratamiento nulo o indebido genera graves problemas de contaminación.

El manejo inadecuado de las aguas residuales tiene consecuencias en la salud pública y en los ecosistemas, la práctica de coleccionar y tratar las aguas residuales antes de su disposición es relativamente reciente. Se han encontrado restos de alcantarillas sanitarias en las ruinas de las ciudades prehistóricas de Creta (la isla más grande de Grecia) y en las antiguas ciudades de Asiria (está situado en el suroeste asiático). Roma también las tuvo; sin embargo, se sabe que no se usaban para el transporte de aguas residuales. El sistema de drenaje de Roma no se usaba para disposición de desechos y más tarde también se evitó descargarlos en los sistemas de alcantarillado de Londres, París y Boston hasta bien entrado el siglo XIX. Ver figuras 1.1 y 1.2



Figura 1.1 Acueducto de Segovia (ciudad española) construido en el siglo de Augusto.



Figura 1.2 Una de las bocas de la cloaca máxima de Roma.

Durante un tiempo no se permitía la descarga de desechos en los sistemas de alcantarillado, los residentes de las ciudades colocaban la “suciedad nocturna” en cubetas a lo largo de las calles, que algunos trabajadores vaciaban en depósitos y eran transportados por carretas hacia áreas rurales, para su disposición en terrenos agrícolas. La invención del retrete en el siglo XIX cambió drásticamente las prácticas de disposición de los desechos. El transporte de los desechos urbanos para su disposición en terrenos agrícolas no podía manejar el volumen tan grande de líquido que se incrementaba paulatinamente con el uso de los retretes. Como solución al problema, las ciudades comenzaron a usar los sistemas naturales de drenaje y los alcantarillados pluviales para conducir las aguas residuales. **[BRIGAND, 2008]**

A finales del siglo XIX y principios del XX se probaron varios procesos de tratamiento; alrededor de 1920, el tratamiento de las aguas residuales había evolucionado hasta llegar a los procesos que hoy se usan comúnmente. Sin embargo, el diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales se hizo empíricamente hasta mediados del siglo XX. A partir de 1960 se tuvieron avances importantes en el conocimiento del tratamiento de aguas residuales, y se formularon y cuantificaron los procesos originales. Pero la ciencia del tratamiento de aguas residuales no es estática; actualmente se desarrollan procesos avanzados con los cuales se puede producir agua potable a partir de las aguas residuales domésticas. Los problemas asociados al reúso de las aguas residuales, sin duda, serán un reto para la creatividad de los ingenieros en los años por venir.

Es común clasificar a las aguas residuales en dos tipos: industriales y municipales. En muchos casos las aguas residuales industriales requieren tratamiento antes de ser descargadas en el sistema de alcantarillado municipal; como las características de estas aguas residuales cambian de una a otra industria, los procesos de tratamiento son también muy variables. No obstante, muchos de los procesos empleados para tratar aguas residuales municipales se emplean también con las industriales. Existen aguas residuales industriales que tienen características compatibles con las municipales, por lo que se descargan directamente en los sistemas públicos de alcantarillado. **[Valdez, 2003]**

A continuación, se explican los tipos de aguas residuales, su clasificación y origen en que ellas se encuentran al llegar al afluente.

Aguas negras domésticas: se consideran como tales aquellas que provienen de núcleos urbanos y que contienen sustancias procedentes de la actividad humana (alimentos, basuras, productos de limpieza, jabones, etc.). [Forero, 1985]

Residuos líquidos industriales: son por su naturaleza y magnitud, las que mayores afectaciones provocan al medio y que generalmente, cuando la racionalidad en el uso del agua de proceso no está presente, provocan incrementos innecesarios en los costos de producción. Los procesos industriales generan una gran variedad de aguas residuales, y cada industria debe estudiarse individualmente, aplicando los conceptos de calidad total en todo el ciclo de vida de sus producciones, para ser consecuentes con el progreso social. [Forero, 1985]

Aguas negras municipales (albañales): se originan de las aguas negras domésticas más los residuos líquidos industriales.

Aguas negras municipales combinadas: se originan de los albañales municipales más las aguas pluviales.

También se pueden clasificar según su composición en:

- a) Aguas residuales orgánicas.
- b) Aguas residuales inorgánicas.
- c) Aguas residuales mezcladas.

Entre las principales causas del origen de la contaminación de las aguas en Cuba se identifica:

- Estado deficiente de las redes de alcantarillado y su carácter parcial en la mayoría de los casos.
- Insuficiente cobertura de tratamiento de residuales
- Elevado déficit de mantenimiento y atención a la operación de los sistemas de tratamiento existentes.
- Obsolescencia tecnológica y baja disciplina tecnológica.
- Incumplimiento de la normatividad y la legislación ambiental vigente.
- Insuficiente utilización de prácticas de producción más limpia y aprovechamiento económico de residuales.
- Insuficiente ejecución de programas de monitoreo y caracterización de residuales.

[J., C, 1986]

1.2 Características de las aguas residuales.

Las fuentes de contaminación urbanas son aquellas en las que predomina el desarrollo de actividades de carácter doméstico. Se caracteriza por el gran número de fuentes existentes y los elevados volúmenes de aguas residuales que son generados como

resultado de la actividad municipal. Una de las características más importantes de esta contaminación es su alta concentración de gérmenes patógenos, lo cual constituye una de las principales vías de transmisión de enfermedades. Algunas de las principales fuentes de contaminantes incluyen: asentamientos poblacionales, hoteles, escuelas y otras instalaciones sociales y de los servicios.

[http://www.lacasadecoko.org/depuracion_agua.htm.]

El empleo del agua potable en los hogares genera agua servida. Parte de los residuos propios de la actividad humana son materia que consume o demanda oxígeno por oxidación de ésta, como la materia fecal, restos de alimentos, aceites y grasas; otra parte son detergentes, sales, sedimentos, material orgánico no biodegradable y también microorganismos patógenos. La materia orgánica biodegradable y algunas sales inorgánicas son nutrientes para los microorganismos, según **[Calderón, 2004]**. Estas aguas se vierten en los sistemas de alcantarillado que las conducen, en la inmensa mayoría, a los cuerpos de agua, como mar, lagos y ríos, produciendo por lo tanto la contaminación de estas aguas naturales. **[Calderón, 2004]**

Las aguas residuales producen una serie de alteraciones en los cursos y planos de agua debido a los diversos productos que contienen, y a que las áreas receptoras son cada vez menos capaces de asimilar. La capacidad de autodepuración de una masa de agua es siempre limitada, mientras que el vertido de residuos a ella no tiene freno en el momento actual. Es decir, el volumen de aguas residuales depuradas no alcanza en ningún punto el nivel que debería tener hasta compensar la diferencia que existe con la capacidad de autodepuración de los ríos. **[Alonso, 2004]**

El color de las aguas residuales oscila del gris al negro y cuanto más oscuro más contaminada, y el olor es causado por sustancias azufradas H_2S y nitrogenadas aminas, NH_3 , mercaptanos, sulfuros orgánicos, actividad microbiana, la temperatura es mayor a la del agua de suministro esto dificulta la disolución de O_2 .

[<http://www.elergonomista.com/saludpublica/residuales.htm>.]

Para caracterizar estos residuos, se utiliza una serie de parámetros analíticos que determinan su calidad física, química y biológica. Estos parámetros son la turbidez, los sólidos suspendidos, el total de sólidos disueltos, la acidez y el oxígeno disuelto. La demanda bioquímica de oxígeno que requieren los microorganismos para vivir, junto con la presencia de materia orgánica que les sirve de nutrientes, se emplea como medida de la cantidad de residuos que existen en el agua con carácter de nutrientes. **[Col, 1987]** El contenido medio por habitante y día es aproximadamente: Nitrógeno 12.8 gr. Fosfatos (P_2O_5) 5.3 gr, Potasio 7gr., y Sustancias Orgánicas 55 gr. **[Hernández, 1989]**

Según **[Baird, 2001]** el contenido típico en materia orgánica de estas aguas es un 50% de carbohidratos, un 40% de proteínas y un 10% de grasas; y entre 6,5 y 8,0, el pH.

Seguidamente se muestran los parámetros más importantes en la composición de las aguas residuales urbanas, según la literatura. [Allende, 2000]; [Muñoz, 1992].

En las aguas residuales conocidas también como aguas urbanas existen una gran cantidad de compuestos, físicos, químicos y biológicos, sin embargo, los sólidos suspendidos, los compuestos orgánicos biodegradables y los organismos patógenos, son los más importantes y para ello las plantas de tratamiento deben ser diseñadas para su remoción. Los diversos tipos de aguas residuales reciben nombres descriptivos según su procedencia, siendo una de sus características típicas la presencia de sustancias consumidoras de oxígeno en comparación con el agua, por ejemplo, de un río. [A., M.A.V, 2009]

Tabla 1.1 Contaminantes importantes de las aguas residuales.

Contaminantes	Fuente	Importancia ambiental
Sólidos suspendidos	Uso doméstico, desechos industriales y agua filtrada a la red.	Causa depósitos de lodo y condiciones anaerobias en ecosistemas acuáticos.
Compuestos orgánicos biodegradables.	Desechos domésticos e industriales.	Causa degradación biológica, que incrementa la demanda de oxígeno en los cuerpos receptores y ocasiona condiciones indeseables.
Microorganismos patógenos	Desechos domésticos.	Causan enfermedades transmisibles.
Nutrientes	Desechos domésticos industriales.	Pueden causar eutroficación.
Compuestos orgánicos refractarios*	Desechos industriales.	Pueden causar problemas de sabor y olor; pueden ser tóxicos o carcinogénicos.
Metales pesados	Desechos industriales, minería, etc.	Son tóxicos, pueden interferir con el tratamiento y reúso del efluente.
Sólidos inorgánicos disueltos	Debido al uso doméstico o industrial se incrementan con respecto a su nivel en el Suministro de agua.	Pueden interferir con el reúso del efluente.

*Refractario: se aplica al cuerpo que resiste la acción de agentes químicos o físicos, especialmente altas temperaturas, sin descomponerse. [Valdez, 2003]

1.3 Sistemas de Tratamientos

Sobre los tratamientos para lograr reducir los contaminantes de las aguas residuales la literatura especializada en tecnologías [Degremot, 1979]; [Germain, 1982]; [Metcalf-Eddy, 1985]; [Vernaldo, 2000] coinciden en que se pueden usar desde sencillos procesos físicos como la sedimentación, en la que se deja que los contaminantes se

depositen en el fondo por gravedad, hasta complicados procesos químicos, biológicos o térmicos, los cuales pueden ponerse en juego por separados o conjuntamente.

Físicos: Son los métodos de tratamiento en los cuales predomina la aplicación de fuerzas físicas, dentro de los cuales se encuentran: el cribado y desmenuzado, desarenado, mezclado, sedimentación, flotación y filtración. **[García, 2001]**

Químicos: Son los métodos de tratamiento en los cuales la disminución o conversión de los contaminantes es provocado por la adición de productos químicos o por las reacciones químicas como: la precipitación, transferencia de gases, absorción, neutralización, reacciones de oxidación reducción, intercambio iónico y la desinfección. **[García, 2001]**

Biológicos: Son los métodos de tratamiento en los cuales se consigue la eliminación de contaminantes por medio de la actividad biológica. Este tipo de tratamiento es usado para eliminar las sustancias biodegradables del agua residual. Los más común usados son: los filtros rociadores, lodos activados (Se añade agua con microorganismos a las aguas residuales en condiciones aerobias, burbujeo de aire o agitación de las aguas), lagunas de estabilización, lagunas aireadas (Se realiza el proceso biológico en lagunas de grandes extensiones.) y zanjas de oxidación. **[García, 2001]**

En el tratamiento de las aguas negras, los sólidos inorgánicos que las aguas contienen son separados parcialmente, haciendo que el resto de los sólidos orgánicos queden convertidos en sólidos minerales o en compuestos orgánicos relativamente estable. Se puede definir al tratamiento de aguas residuales como el conjunto de recursos por medio de los cuales es posible verificar las etapas de purificación de una corriente, dentro de un área limitada, apartada y bajo condiciones controlada.

El proceso final del tratamiento de las aguas servidas, con objeto de su depuración, se efectúa en plantas cuyas características son variables. Cualquier análisis que se realice debe tener presente que la operación de eliminación de las impurezas se dificulta por encontrarse parte de ellas en solución y otras en suspensión, en forma de sólidos que pueden ser sedimentables.

El tratamiento de las aguas servidas debe estar equilibrado con la pureza de las aguas receptoras para que el proceso sea económico y razonable. Estas aguas residuales se pueden someter a diferentes niveles de tratamiento, dependiendo del grado de purificación que se quiera.

Las etapas que constituyen un sistema de tratamiento de aguas residuales se puede clasificar de manera general en tratamiento: preliminar, primario, secundario, terciario y de lodos. **[Eddy, 1996]**

1.3.1 Tratamiento preliminar

Debe realizarse por medio de procesos físicos o mecánicos, como rejillas, desarenadores y trampas de grasas, dispuesto conversionalmente de modo que permita la retención del material extraño presente en las aguas negras y que pueda interferir los procesos de tratamiento. Para el diseño de las rejillas, el diseñador es libre de escoger el tipo de rejilla, siempre y cuando cumpla las recomendaciones mínimas de diseño. [Ramalho, 1996]

Según [Ramalho, 1996] las localizaciones de las rejillas deben ser: aguas arriba de las estaciones de bombeo o de cualquier dispositivo de tratamiento que sea susceptible de obstruirse por el lateral grueso que trae el agua residual sin tratar. El canal de aproximación a la rejilla debe ser diseñado para prevenir la acumulación de arena u otro material pesado aguas arriba de esta. El sitio en que se encuentra las rejillas debe ser provisto con escaleras de acceso, iluminación y ventilación adecuada. Es recomendable un espaciamiento entre las barras de la rejilla de 15 a 50 mm para rejillas limpiadas manualmente, y entre 3 y 77 mm para rejillas limpiadas mecánicamente.

Remoción de grasas

Los sedimentadores primarios pueden usarse como sistemas de remoción de grasas, en dicho caso debe asegurarse que exista la capacidad de almacenamiento y los dispositivos mecánicos que permitan la evacuación del sobrenadante de forma segura y oportuna para evitar interferencias en los procesos posteriores y generación de malos olores por acumulación prolongada.

Desarenadores

Los desarenadores deben emplearse cuando es necesario cumplir con los cuatro niveles de complejidad:

1. Protección de equipos mecánicos contra la abrasión
2. Reducción de la formación de depósitos pesados en tuberías, conductos y canales
3. Reducir la frecuencia de limpieza de la arena acumulada en tanques de sedimentación primaria y digestores de lodos
4. Minimización de pérdidas de volumen en tanques de tratamiento biológico

Operación y mantenimiento

Se recomienda que los desarenadores con un caudal inferior a 50 L/s sean limpiados manualmente; para caudales mayores de 150 L/s se recomienda una limpieza mecánica. Para caudales intermedios debe justificarse la selección realizada.

Para los desarenadores de limpieza manual que se usen en aguas negras combinadas deben llevarse a cabo lo siguiente:

- Medición periódica del lecho de arena acumulada.
- Aislamiento del desarenador en el momento en que la arena ocupe 2/3 del volumen

- Drenaje del agua residual en la cámara. Este se puede realizar, en algunas instalaciones, por medio de canalizaciones que devuelven el líquido drenado al efluente o a una unidad de sistema de tratamiento adoptado
- Estimación de la cantidad de arena removida para los registros en las fichas de operación

Para los desarenadores de limpieza mecánica, la operación debe ser similar a los de limpieza manual, cumpliendo además con lo siguiente: **[Ramalho, 1996]**

- Mantenimiento en los equipos de acuerdo con el manual de instrucciones del fabricante.
- Mantenimiento del movimiento del equipo libre de obstrucciones.
- Lavado diario, con chorros de agua, de las paredes y los raspadores.

1.3.2 Tratamientos primarios

En él se separa o eliminan la mayoría de los sólidos suspendidos en las aguas negras, aproximadamente de 40 a 60%, mediante el proceso físico de asentamiento en tanques de sedimentación. La actividad biológica en las aguas negras durante esta etapa, es mínima.

Los dispositivos para el tratamiento, tiene como propósito fundamental disminuir la velocidad de las aguas negras para que los sólidos puedan sedimentarse. Por consiguiente, a estos dispositivos se le puede distinguir bajo el nombre de tanques sedimentadores o de sedimentación.

Los tanques de sedimentación tienen una diversidad de diseños y sistemas de operación, sin embargo, pueden dividirse en cuatro:

- Tanques de doble acción como los Imhoff
- Tanques sépticos
- Tanques de sedimentación simple con la eliminación mecánica de lodos
- Clasificadores de flujos ascendentes con eliminación mecánica de lodos

Tanques de doble acción como los Imhoff.

Según **[Harol, 1961]** es un tipo de tanque de doble función: recepción y procesamiento. Existen de muchas maneras como, rectangulares y circulares, disponen de una cámara o cámaras superiores por lo que pasan las aguas negras en su periodo de sedimentación, además de otra cámara inferior donde la materia recibida por gravedad permanece en condiciones tranquilas para su digestión anaeróbica. La finalidad es la remoción de sólidos suspendidos.

Para comunidades de 5000 habitantes o menos, los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y a digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se les llama tanques de doble cámara. Los tanques Imhoff tienen una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas; sin embargo, para su uso concreto es necesario que

las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y remoción de arena.

El tanque Imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimentos:

- Cámara de sedimentación.
- Cámara de digestión de lodos.
- Área de ventilación y acumulación de natas.

Según **[Harol, 1961]** durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador. El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión, interfieran en el proceso de la sedimentación. Los gases y partículas ascendentes, que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación.

Ventajas y desventajas de tanque Imhoff para el tratamiento de las aguas residuales domésticas de una población.

- Contribuye a la digestión de lodo, mejor que en un tanque séptico, produciendo un líquido residual de mejores características.
- No descargan lodo en el líquido efluente, salvo en casos excepcionales.
- El lodo se seca y se evacúa con más facilidad que el procedente de los tanques sépticos, esto se debe a que contiene de 90 a 95% de humedad.[1]
- Las aguas servidas que se introducen en los tanques Imhoff, no necesitan tratamiento preliminar, salvo el paso por una criba gruesa y la separación de las arenillas.
- Tiene un bajo costo de construcción y operación.
- Son adecuados para ciudades pequeñas y para comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa, y el efluente satisfaga ciertos requisitos para evitar la contaminación de las corrientes.

Desventajas:

- El efluente que sale del tanque es de mala calidad orgánica y microbiológica.
- En ocasiones puede causar malos olores, aun cuando su funcionamiento sea correcto.
- El tanque Imhoff elimina del 40 al 50% de sólidos suspendidos y reduce la DBO de 25 a 35%. Los lodos acumulados en el digestor del tanque Imhoff se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secados.
- Debido a esta baja remoción de la DBO y coliformes, lo que se recomendaría es enviar el efluente hacia una laguna facultativa para que haya una buena remoción de microorganismos en el efluente. **[Gastolum, 1996]**

El tanque Imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimientos:

- a) Cámara de sedimentación.
- b) Cámara de digestión de lodos.
- c) Área de ventilación y cámara de natas.

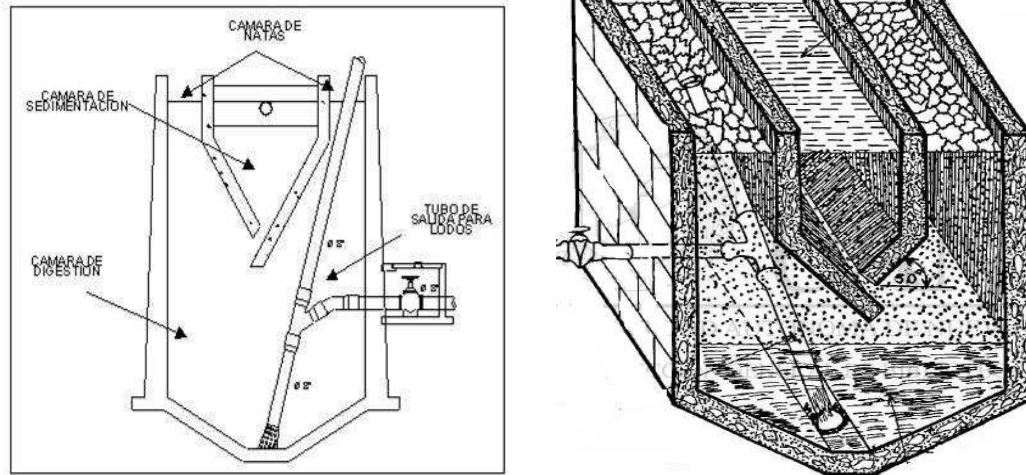


Figura 1.3. Esquema transversal del tanque Imhoff

Funcionamiento: El agua que llega por el alcantarillado entra en la cámara de sedimentación, los sólidos van descendiendo lentamente y llegan al espacio de la cámara de digestión. En el espacio de la cámara de digestión se producen reacciones anaerobias, sin la intervención del oxígeno. Los fangos se depositan en la parte baja del espacio de la cámara de digestión donde permanecen unos treinta días, más o menos, o hasta que sean bien digeridos y son retirados periódicamente por medio de tubos de salida para lodos y llevados a las piletas de secado de lodos. El agua sale a través de la salida donde pasan al siguiente del tratamiento. Los gases provenientes de la digestión suben por unas ventosas de gas, debido a que las paredes solapadas impiden su paso a través de las cámaras de sedimentación.

Como todos los dispositivos para un tratamiento primario, el tanque Imhoff puede ser una parte de una planta para el tratamiento completo, y en tal caso su comportamiento de digestión debe tener una capacidad tanto para los lodos secundarios como para los que recibirá de la sobrepuesta cámara de sedimentación. [Gastolum, 1985]

Procedimiento de operación

Al entrar en funcionamiento, un tanque Imhoff debe cebarse para poner en marcha el proceso de digestión. Esto se hace utilizando lodos digeridos de otro tanque, a falta de estos, materia nutritiva. En su funcionamiento normal, debe de ser vigilado diariamente, aunque para hacerlo no exija mucho trabajo en su manejo ni muchas herramientas.

Operación y Mantenimiento

Puesto que no existen partes mecánicas en un tanque Imhoff, debe presentarse atención a lo siguiente:

- Eliminar diariamente las grasas, natas y sólidos flotantes, del compartimiento de sedimentación.
- Raspar semanalmente los lados y fondos inclinados del compartimiento de sedimentación, con un cepillo de goma, para quitar los sólidos que se hayan adherido y que pueden descomponerse.
- Limpiar semanalmente la ranura del compartimiento de sedimentación. [D.C, 2000]

Según la NORMA OS.090 para el diseño de la zona de sedimentación se utilizará los siguientes criterios:

1. El área requerida para el proceso se determinará con una carga superficial de $1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, calculado en base al caudal medio.
2. El período de retención nominal será de 1,5 a 2,5 horas. La profundidad será el producto de la carga superficial y el período de retención.
3. El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados, con respecto al eje horizontal, tendrá entre 50 y 60 grados.
4. En la arista central se dejará una abertura para el paso de sólidos de 0,15 m a 0,20 m. Uno de los lados deberá prolongarse de modo que impida el paso de gases hacia el sedimentador; esta prolongación deberá tener una proyección horizontal de 0,15 a 0,20 m.
5. El borde libre tendrá un valor mínimo de 0,30m.
6. Las estructuras de entrada y salida, así como otros parámetros de diseño, serán los mismos que para los sedimentadores rectangulares convencionales.

Tanques sépticos

Los tanques sépticos se utilizarán por lo común para el tratamiento de las aguas residuales de familias que habitan en localidades que no cuentan con servicios de alcantarillado o que la conexión al sistema de alcantarillado les resulta costosa por su lejanía. El uso de tanques sépticos se permitirá en localidades rurales, urbanas y urbanas marginales.

Tanques de sedimentación

Los tanques de sedimentación primaria pueden proporcionar el principal grado de tratamiento del agua residual, o se pueden emplear como paso previo al tratamiento posterior (generalmente tratamiento biológico). En este caso su función es reducir la carga afluente a las unidades de tratamiento biológico.

1.3.2 Tratamientos secundarios

Debe hacerse cuando a pesar del tratamiento primario, las aguas negras tienen más sólidos orgánicos en suspensión o solución, que pueden ser asimilados por las aguas receptoras. La descomposición de los sólidos orgánicos en el tratamiento secundario depende principalmente de los organismos aerobios o anaerobios que los transformaran en sólidos orgánicos o inorgánicos estables.

El objetivo del tratamiento secundario es remover la DBO soluble que escapa de un tratamiento primario, además de remover cantidades adicionales de sólidos suspendidos. Estas remociones se efectúan fundamentalmente por medio de procesos biológicos.

Según [Gastolum, 1985] para los procesos biológicos más comunes usados son:

Proceso de lodos activos: Pueden ser usados cuando las aguas residuales responden a un tratamiento biológico. También requiere atención cuidadosa y una operación de supervisión competente, incluido un control rutinario de laboratorio.

Lagunas aireadas

Las lagunas aireadas se clasifican en:

- **Lagunas aireadas de mezcla completa:** Mantienen la biomasa en suspensión con una alta densidad de energía instalada. Son consideradas como un proceso incipiente de lodos activos sin separación y recirculación de lodos y la presencia de algas no es evidente. Para ellas es recomendable el uso de aireadores de baja velocidad de rotación.
- **Lagunas aireadas facultativas.** Mantienen la biomasa en suspensión parcial. Este tipo de laguna presenta signos de acumulación de lodos, observándose frecuentemente la aparición de burbujas de gas de gran tamaño en la superficie, por efecto de la digestión de lodos en el fondo. En los climas cálidos y con buena insolación se observa un apreciable crecimiento de algas en la superficie de la laguna.
- **Lagunas facultativas:** con agitación mecánica: Son aplicables exclusivamente a unidades sobrecargadas del tipo facultativo en climas cálidos. Tienen una baja densidad de energía instalada. Las condiciones de diseño en estas unidades son las lagunas facultativas.
- **Laguna de oxidación aireada:** Se emplean generalmente en climas variables. La fuente de oxígeno es precisamente la fotosíntesis y en el invierno se complementa con aireación con difusión de aire comprimido en el fondo. [McGraw-Hill, 2000]

Tabla 1.2. Rango de tiempo de retención para lagunas aireadas.

Tiempo de laguna aireada	Tiempo de retención, días
Aireadas de mezcla completa	2-7
Aireada Facultativa	7-20 (promedio 10-15)

Fuente: [Limusa, 1990]

Lechos Bacterianos o Filtros percoladores

Consiste en un tanque que contiene un lecho de materia gruesa, compuesto en la gran mayoría de los casos de materiales sintéticos o piedras de diversas formas, de alta relación área/volumen, sobre el cual son aplicadas las aguas residuales por medio de brazos distribuidores fijos o móviles. Alrededor de este lecho se encuentra adherido una población bacteriana que descompone las aguas residuales a medida que estas percolan

hacia el fondo del tanque. Pueden ser utilizados en casos donde no se necesite una eficiencia muy alta en la remoción de DBO. [Valdez, 2008]

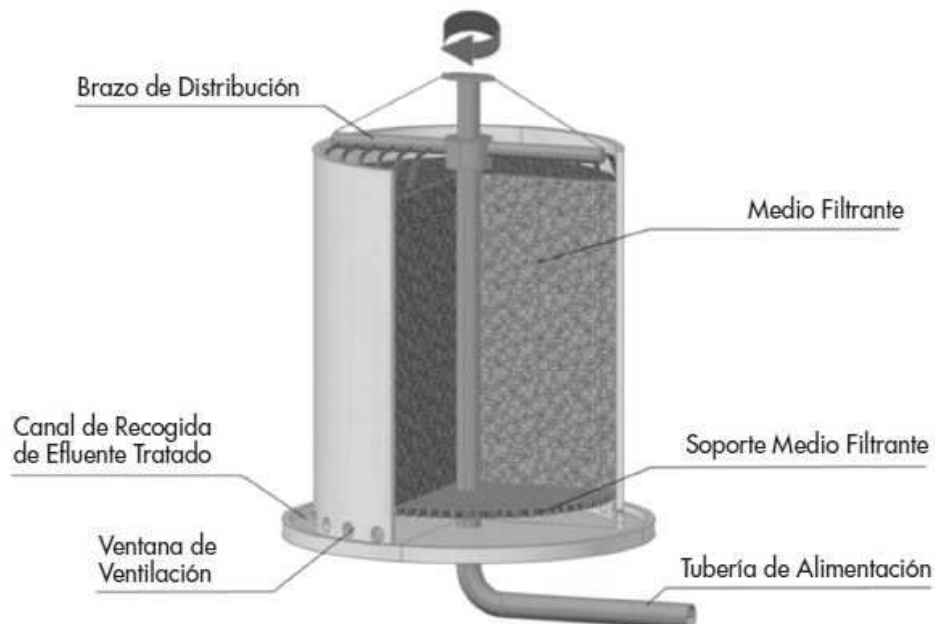
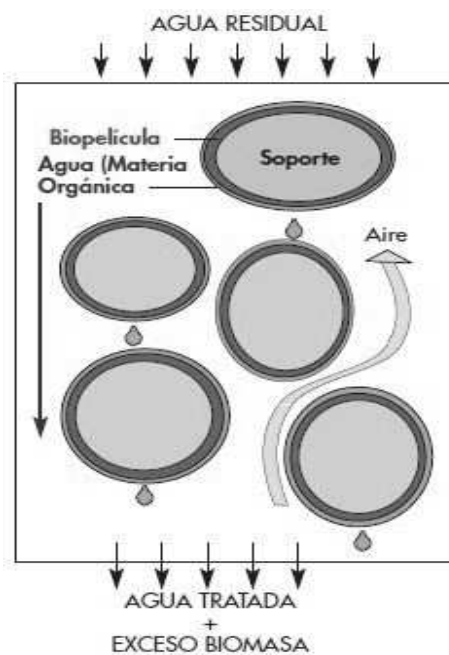


Figura 1.4 Vista transversal de Lechos bacterianos o filtros percolador.



Fuente: [Ortega; Ferrer, Salas, Aragón, Real, 2010]

Figura 1.5 de un Lecho Bacteriano

- **Función del esquemade un lecho bacteriano.**

El crecimiento progresivo de la biopelícula provoca que, a partir de un cierto espesor, el oxígeno no penetre en toda su profundidad, creándose una zona aerobia exterior y otra anaerobia más próxima a la superficie del material soporte. El espesor de la biopelícula alcanza un cierto límite, a partir del cual se desprende y es arrastrada por el agua circulante.

Una vez que el agua residual ha atravesado el lecho, es recogida en la parte inferior del mismo y dirigida a un decantador secundario, o clarificador, donde el agua ya tratada se separa del exceso de biopelícula erosionada y desprendida, que constituye los fangos en exceso del proceso de tratamiento. **[Ortega; Ferrer, Salas, Aragón, Real, 2010]**

- **Los filtros se clasifican en**

Filtros de baja carga

Filtros lentos en los cuales el agua hace un solo paso a través del filtro, con cargas volumétricas bajas, permitiendo además una nitrificación relativamente completa. Este tipo de filtro es seguro y simple de operar. También tienen carga hidráulica pequeña y no consideran recirculación. Los colocados en serie incrementan la profundidad efectiva, aumentando en consecuencia su eficiencia. Donde existen muchas posibilidades para diferentes regímenes de flujo. Procede una composición del efluente bastante estable, pero crean problemas de olores y moscas. **[Babbitt, 1983]**

De carga media y alta

Utilizan valores de carga hidráulica y orgánica superiores a los de baja carga y se caracterizan por poseer recirculación.

De muy alta carga

Surgen como consecuencia del desarrollo de diversos tipos de medios filtrantes compactos, sintéticos y de madera. Sus principales aplicaciones han sido el tratamiento de aguas residuales muy cargadas. Las profundidades suelen ser mayores que en otros tipos de filtros que utilizan materiales convencionales. **[Ortega; Ferrer, Salas, Aragón, Real, 2010]**

Según **[Babbitt, 1983]** los factores más importantes que afectan la operación de los filtros percoladores son:

- Carga hidráulica
- Carga orgánica
- Temperaturas del agua y del aire ambiente

La tasa a la cual se aplica el agua residual a la superficie del filtro percolador se denomina carga hidráulica.

La tasa a la cual se aplica el material orgánico es llamada carga orgánica o carga de DBO. No incluye a la DBO añadida por recirculación. La carga orgánica se expresa en

términos de kilogramos de DBO por metro cúbico de lecho por día, o $\text{kg/m}^3 \cdot \text{d}$. Un valor típico de carga orgánica en un filtro percolador es $0.5 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$.

Un valor grande de la carga orgánica implica un crecimiento rápido de la biomasa. El crecimiento excesivo puede ocasionar la obstrucción de los vacíos del medio de soporte y se tendría como resultado su inundación. [Babbitt, 1983]

Los dispositivos que se usan para el tratamiento son

- Filtros percoladores con tanques de sedimentación secundaria
- Tanques de aeración
- Lodos activados con tanques de sedimentación simple y aeración por contacto
- Filtros intermitentes de arena o grava
- Estanques de estabilización. [D.C, 2000]

- **Sedimentador Secundario**

El sedimentador secundario es parte fundamental del proceso de lodos activos, cumple la función de clarificar el efluente mezclado para la descarga del efluente final y concentra el lodo activado para su retorno al proceso.

Los tanques de sedimentación pueden ser rectangulares o circulares, y en pocas ocasiones se emplean tanques cuadrados los cuales tienen poca retención de sólidos.

En cualquier tipo de tanques de sedimentación lo importante es la recogida de lodos, de manera que, “en la recirculación de lodos no haya una succión del líquido de la parte superior a través del lodo y debe ser capaz de transportar y extraer los lodos densos acumulados en el tanque de sedimentación en caso de alguna falla.

Tanques Circulares

Los tanques circulares suelen ser de dos tipos: de alimentación central y de alimentación periférica, los dos tipos de tanques transportan y evacúan los lodos mediante mecanismos rotatorios, cuya velocidad no debe ser mayor a 2 revoluciones por hora.

Los tanques circulares secundarios con una capacidad de 300 m^3 no deberán ser diseñados con un sistema de barrido, deberán ser cónicos con una inclinación mínima de las paredes de la tolva de 60 grados, la remoción de lodos será por medio de tuberías.

Para los tanques que trabajen con mecanismos de barrido deberán disponer de una tolva central para la acumulación de lodos, al menos de 0,6 m de diámetro y 4 m de profundidad máxima. El fondo debe tener una inclinación de 1:12 (vertical: horizontal). Además, el diámetro de la zona de entrada en el centro del tanque debe ser aproximadamente el 15-20% del diámetro de sedimentador. El retorno de lodos debe ser continuo y puede ser por medio de bombas centrífugas.

Tanques Rectangulares

En los tanques rectangulares se debe conseguir una adecuada distribución del caudal de manera que las velocidades horizontales no resulten excesivas. La relación largo/ancho deberá ser de 4/1 como mínimo y la relación ancho/profundidad debe ser superior a 2/1. La remoción de lodos deberá ser intermitente para los tanques que posean mecanismo de barrido de movimiento longitudinal.

Los tanques rectangulares emplean dos tipos de sistemas de extracción: rascadores múltiples y puentes de traslación.

Tabla 1.3. Parámetros de diseño para sedimentadores secundarios

Tipo de tratamiento	Carga de superficie m ³ /m ² *d		Carga de sólidos Kg/m ² *h		Profundidad (m)
	Media	Punta	Media	Punta	
Sedimentación a continuación del proceso de fangos activados (excepto en la aireación prolongada)	16 - 32	41 - 49	3,90-5,85	9,76	3,6-6,0
Sedimentación a continuación del proceso de fangos activados con oxígeno	16 - 32	41 - 49	4,88-6,83	9,76	3,5-6,0
Sedimentación a continuación del proceso de aireación prolongada	8 - 16	24,42-32	0,97-4,88	6,83	3,6-6,0
Sedimentación a continuación de filtros percoladores	16 - 24	41 - 49	2,93-4,88	7,81	3,0-4,5
Sedimentación a continuación de biodiscos: Efluente secundario Efluente nitrificado	16 - 32 16 - 24	41 - 49 32 - 41	3,90-5,85 2,93-4,88	9,76 7,81	3,0-4,5 3,0-4,5

Fuente: [Metcalf-Eddy, 1985]

De acuerdo a [NORMA OS.090], los Sedimentadores Secundarios se deben diseñar con el propósito de separar la biomasa en exceso producida en el filtro. El diseño podrá ser

similar al de los sedimentadores primarios con la condición de que la carga de diseño se base en el flujo de la planta más el flujo de recirculación. La carga superficial no debe exceder de 48 m³/m²/d basada en el caudal máximo.

Tabla 1.4 Tabla de limitaciones de algunos sistemas de bajo costo

Sistema de depuración	Límite recomendado de uso	Problemas en el sistema
Fosa séptica	< 300 habitantes	Extracción y eliminación de sólidos, olores, colmatado
Tanques Imhoff	< 1000 habitantes	Extracción y eliminación de sólidos, colmatado
Lagunajes	< 3000 habitantes	Grandes superficies, olores, sin impermeabilización contaminación del manto, vectores, extracción y eliminación periódica de lodos
Filtros percoladores	> 2000 habitantes	Consumo energético por recirculación, vectores

1.3.3 Tratamientos terciarios

En cualquier tratamiento de aguas negras que se realiza después de la etapa secundaria se busca eliminar contaminantes orgánicos, nutrientes como iones fosfato y nitrato o cualquier exceso de sales minerales.

En el tratamiento se pretende que el agua sea lo más pura posible y libre de bacteria patógenas, para ello se realizan las siguientes operaciones: la micro filtración, coagulación y precipitación, la absorción por carbón activado, el intercambio iónico, la osmosis inversa, la electrodiálisis, la remoción de nutrientes la cloración y la ozonización.

El proceso más utilizado para la eliminación de bacterias patógenas es la cloración ya que se puede aplicar a grandes cantidades de agua y es relativamente barato. El cloro tiene una acción tóxica sobre los microorganismos y actúa como un oxidante sobre la materia orgánica no degradada y sobre algunos minerales.

Aunque el cloro en su forma atómica se puede usar para la desinfección del agua, son más utilizados algunos de los compuestos de cloro como el ácido hipocloroso, el hipocloroso de sodio, el hipoclorito de calcio y el peróxido de cloro.

Otros desinfectantes como el ozono, el peróxido de hidrógeno (agua oxigenada) y luz ultravioleta empiezan a ser empleados en algunos lugares, pero son más costosos que el empleo de cloro.

1.3.4 Tratamiento de lodos

Los sólidos de aguas negras están constituidos por los sólidos que se eliminan en las unidades de tratamiento primario y secundario junto con el agua que se separa con ellos. Mientras que en algunos casos es satisfactoria la disposición de ellos sin someterlos a tratamiento, generalmente es necesario tratarlos de alguna forma para que su disposición final no cause molestias.

Este tratamiento tiene dos objetivos, siendo el primero de estos en eliminar parcial o totalmente el agua que contiene los lodos, para disminuir su volumen en gran porción y, en segundo lugar, para que se descompongan los sólidos minerales u orgánicos relativamente estables. [Babbitt, 1983]

Lo anterior se logra con la combinación de dos o más métodos:

- Secado en lechos de arena, cubierto o descubiertos
- Digestión con o sin aplicación de calor
- Acondicionamiento con productos químicos
- Eutricación
- Secado
- Incineración

En el caso de la PTAR de la UCLV el sistema de tratamiento consta de, tratamiento preliminar, dentro de esta se encuentra un solo canal de entrada y el cribado, tratamiento primario, en este tratamiento el utilizado es tanque Imhoff para pequeñas localidades, el tratamiento secundario de la planta es empleado por filtros percoladores y sedimentador secundario. La PTAR no consta de otro tratamiento por el motivo de que el efluente no se utiliza para riego, consumo humano ni para descargarlo al mar. El agua residual al terminal su proceso sale de la planta con una DBO que según las normas pueden ser descargadas en los ríos.

1.4 Plantas de tratamientos de aguas residuales

Se denomina planta de tratamiento de agua residual, al conjunto de estructuras en las que se trata el agua de manera que se vuelva apta para el consumo humano. Existen diferentes tecnologías para tratar el agua, pero todas deben cumplir los mismos principios: Combinación de barreras múltiples (diferentes etapas del proceso de tratamiento) para alcanzar bajas condiciones de riesgos.

- Tratamiento integrado para producir el efecto esperado.
- Tratamiento por objetivo (cada etapa del tratamiento tiene una meta específica relacionada con algún tipo de contaminante).

Si no se cuenta con un volumen de almacenamiento de agua, la capacidad de la planta debe de ser mayor que la demanda máxima diaria en el período de diseño. Además, una planta de tratamiento debe operar continuamente, aun con alguno de sus componentes

en mantenimiento; por eso es necesario como mínimo dos unidades para cada proceso de la planta. [Gómez, 2001]

Tipos de plantas

Plantas de agua residual de tecnología convencional: incluye los procesos de coagulación, floculación, decantación (o sedimentación) y filtración.

Coagulación

Es la desestabilización de las partículas coloidales causadas por la adición de un reactivo químico llamado coagulante el cual, neutralizando su carga electrostática, hace que las partículas tiendan a unirse entre sí.

Floculación

Es un proceso químico mediante el cual, con la adición de sustancias denominadas floculantes, se aglutinan las sustancias coloidales presentes en el agua, facilitando de esta forma su decantación y posterior filtrado. Es un paso del proceso de potabilización del agua de origen superficial y del tratamiento de aguas servidas domésticas, industriales y de la minería.

Tipos de floculación

Floculación iónica: Mediante ella se modifican las moléculas disueltas en un fluido mediante la acción de los llamados floculadores iónicos, que son los elementos materiales compuestos por tubos de acero inoxidable, plata o cobre, que conectados en su extremo a polo de corrientes directa, positiva o negativa, generan la actividad iónica. Los floculadores iónicos sumergidos en el fluido producen un campo eléctrico de baja intensidad con actividad iónica constante, que incrementa la energía de los electrones de enlace, los átomos que componen las moléculas diluidas en el medio sufren un cambio en su estructura que las lleva a su forma más elemental, confirmando la teoría electrolítica de la disociación.

Decantación

En la decantación se separa un sólido o líquido más denso de otro fluido (líquido o gas) menos denso y que por tanto ocupa la parte superior de la mezcla.

Procedimiento

Es necesario dejar reposar la mezcla para que el sólido se sedimente, es decir, descienda y sea posible su extracción por acción de la gravedad. A este proceso se le llama desintegración básica de los compuestos o impurezas, las cuales son componentes que se encuentran dentro de una mezcla, en una cantidad mayoritaria.

Plantas de tratamiento de agua residual de filtración directa

Incluye los procesos de coagulación-decantación y filtración rápida, y se puede incluir el proceso de floculación.

Plantas de tratamiento de agua residual de filtración en múltiples etapas

Incluye los procesos de filtración gruesa dinámica, filtración gruesa ascendente y filtración lenta en arena. [Gómez, 2001]

En el mundo las PTAR se diseñan para tratar las aguas residuales salientes de hogares, hoteles e industrias, con el objetivo de no contaminar el ecosistema. Principalmente se proyectan haciendo un estudio del agua residual para saber el tipo de planta a realizar para que el efluente sea descargado a los ríos y al mar. Estas aguas con un tratamiento más profundo son utilizadas para la agricultura y en muchos casos en el consumo humano.

Planta de Tratamiento de aguas Residuales en San Juan de Miraflores

El crecimiento explosivo de las ciudades ha generado una acelerada y caótica urbanización de tierras de cultivo y ha obligado a darle prioridad al uso de aguas superficiales para consumo humano y la industria. Consecuentemente, la actividad agrícola ubicada en la periferia de las ciudades se ha visto afectada seriamente y se ha optado por el uso de aguas residuales como única alternativa de supervivencia. [Espinoza Paz, 2010]

Esto se refleja en la existencia de más de 500,000 Ha agrícolas irrigadas directamente con aguas residuales sin tratar. Lo que preocupa más aún es el riego de una superficie agrícola mucho mayor con aguas superficiales que al ser contaminadas por desagües urbanos, normalmente superen la calidad sanitaria para riego (Coliformes fecales y Helmintos) recomendada por la Organización Mundial de la Salud.

Con el fin de satisfacer las eficiencias de remoción requeridas, y de acuerdo con el resultado de la evaluación de alternativas, el sistema de tratamiento se integró con las unidades siguientes: [Espinoza Paz, 2010]

- 1) Rejillas mecánicas medias
- 2) Desarenador gravimétrico longitudinal
- 3) Lagunas aireadas
- 4) Lagunas de sedimentación
- 5) Lagunas de maduración o pulimento
- 6) Desinfección por cloración
- 7) Lechos de secado de lodos

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales en casi la totalidad de los países de América Latina incumplen a nivel general de lo requerido en materia ambiental por la cantidad de agua contaminada y la poca infraestructura e inversión en estas plantas. [Lizarazo-Orjuela, 2013]

1.4 Metodología general de diseño de una planta de tratamiento de agua residual.

Para el diseño de la planta es necesario tener en cuenta varios aspectos, primeramente, considerar las consideraciones de diseño para cada órgano en función, donde en el capítulo dos se realizará una metodología más específica para el caso de la PTAR en la UCLV.

Para el cálculo del caudal de diseño hay varios autores que tienen métodos diferentes para llegar al resultado final como se muestra a continuación.

Según [Espinoza Paz, 2010] para el cálculo de los caudales Medios, Mínimo y Máximo horario se pueden calcular por las siguientes expresiones.

Gasto mínimo de aguas residuales

$$Q_{min} = K_3 * Q_m \quad \text{Ec 1.1}$$

Caudal Medio

$$(Q_{med} = \frac{QD + P + I + D + O}{86400}) \quad \text{Ec 1.2}$$

Gasto máximo de aguas residuales (Q_{max})

$$Q_{max} = K_1 * K_2 * Q_m \quad \text{Ec 1.3}$$

Para el cálculo de los caudales según [Blanco, 2010] se calcula primeramente los caudales domésticos, de infiltración, de aguas ilícitas e industriales.

Para el Caudal medio varios autores tienen una metodología diferente. En el caso de [Blanco, 2010] el caudal máximo horario se calcula multiplicando un factor de mayoración (F) por el caudal medio diario ($Q_{maxhor} = F * Q_{MED}$), donde el factor de mayoración se multiplica por el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población, es la fórmula siguiente:

$$F = \frac{1.53}{QMD^{0.7914}} \quad \text{Ec. 1.4}$$

En el caso de [Villa, 2009] los caudales domésticos, de infiltración, e industriales se calculan de la misma forma que [Blanco, 2010], pero el caudal de aguas ilícitas estima un valor diferente al otro método. Para los caudales medio y de diseño se calculan de la misma forma que el método anterior, de la forma siguiente:

Para el cálculo de los caudales según [Denacal, 1976] por la metodología es:

Gasto de infiltración (Q_{inf}).

Para tuberías con juntas de mortero se les deberá asignar un gasto de 10,000 L/ha/día.

Para tuberías con juntas flexibles se les deberá asignar un gasto de 5000 L/ha/día.

Para tuberías plásticas 2L/hora/100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro.

Gasto medio (Q_m).

El gasto medio de aguas residuales domésticas se deberá estimar igual al 80% de la dotación del consumo de agua.

Gasto mínimo de aguas residuales (Q_{min}).

Para la verificación del gasto mínimo en las alcantarillas se deberá aplicar la siguiente relación:

$$Q = \frac{1}{5} \cdot Q_{min}$$

Ec 1.5

Gasto máximo de aguas residuales (Q_{max}).

El gasto máximo de aguas residuales domésticas se deberá determinar utilizando el factor de relación de Harmon.

$$Q_{max} = \left[1 + \frac{14}{4 + P^{0.75}} \right] \cdot Q_m$$

Ec 1.6

Donde:

Q_{max} = Gasto máximo de aguas residuales domésticas.

P = Población servida en miles de habitantes.

Q_m = Gasto medio de aguas residuales domésticas.

Gasto de diseño (Q_d).

$$Q_d = Q_{max} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{il}$$

Ec 1.7

Q_{com} = Gasto comercial (7%)

Q_{nd} = Gasto industrial (2%)

Q_{nt} = Gasto institucional o público (7%)

Como se pudo apreciar anteriormente, hay diversas formas de calcular los gastos para diseñar una PTAR, teniendo en cuenta que el diseñador puede escoger la metodología siempre y cuando cumpla con los requerimientos establecidos.

Diseño del canal de entrada.

En el canal de entrada varios autores se refieren al diseño del canal de forma muy diversa respecto a cada norma existente en cada país de origen. A continuación, se realiza un resumen de las distintas metodologías de diseño para un canal de entrada de una PTAR.

Según **[BUSTOS MECÍAS, 2012]** para el cálculo del canal de entrada la geometría es rectangular porque son mejores para la conducción del agua residual, primero saber las dimensiones de la misma, como el área del canal para poder calcular la velocidad, según este autor no asume el área del canal y se calcula por la expresión siguiente:

$$A_b = \frac{Q}{v} \quad \text{Ec. 1.8}$$

Donde Q es el caudal y v la velocidad de aproximación.

En el caso del número de barra se calcula de igual forma, pero con una nomenclatura diferente. Según **[Fair, Geyer y Okún- Allende, 2000]**, es despejando n de la formula

$$W_c = s \cdot n + b(n+1) \quad \text{Ec 1.9}$$

Mientras que **[BUSTOS MECÍAS, 2012]** lo hace de la forma siguiente:

$$N' = \frac{b - W}{W - c} \quad \text{Ec. 1.10}$$

Donde b es el ancho del canal, W es la separación entre barras y e va ser el espesor máximo de las barras todo en metro.

La longitud sumergida de las rejillas varios autores como **[BUSTOS MECÍAS, 2012]** lo calculan de igual forma que **[Fair, Geyer y Okún- Allende, 2000]** lo que cambian es la nomenclatura de la formula por lo que se puede calcular de cualquier de los dos métodos de cada autor.

$$Long = h / \sin \alpha \quad \text{Ec 1.11}$$

Según **[Fair, Geyer y Okún- Allende, 2000]** para el cálculo de la cámara de rejillas se necesita el cálculo del área sumergida que dentro de esta se encuentra el área de la sección del conducto tributario

$$A_t = \pi \cdot d^2 / 4 \quad \text{Ec 1.12}$$

Área sumergida de rejillas

$$A_s = 200\% \cdot A_t \quad \text{Ec 1.13}$$

Cálculo de la longitud sumergida

$$l_s = h_{\max} / \sin \alpha \quad \text{Ec 1.14}$$

Cálculo del ancho de la reja.

$$W = A_s / l_s \quad \text{Ec 1.15}$$

Como segundo paso está el cálculo del número de barras, se calcula igual que **[Fair, Geyer y Okún- Allende, 2000]**

$$w_c = s \cdot n + b(n+1) \quad \text{Ec 1.16}$$

En este paso varios autores tienen una forma distinta de hallarla como se explica a continuación, según este autor se calcula primeramente asumiendo una separación entre barras de $b=2.5\text{cm}$, luego se calcula de esta forma $W_c = s \cdot n + b(n+1)$, donde W_c es el ancho del canal, s es el diámetro de las barras, b la separación entre barras, n es el número de barras que va a tener la cámara de rejas

Revisando varias bibliografías las pérdidas de carga se calculan de la misma forma, lo que cambia es que algunos la multiplican por un coeficiente que sirve para rejas limpias, como ese coeficiente tiene valor a uno no afecta en nada al resultado que se puede obtener de la forma siguiente:

$$h_c = \beta \left(\frac{E}{W} \right)^{2/3} \cdot \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \quad \text{Ec. 1.17}$$

Donde:

h_c = Pérdida de carga

E = Espesor máximo de las barras

W = Separación entre barras

β = Factor dependiente de la forma de la barra

α = ángulo de inclinación de las barras

$V^2/2g$ = Carga de velocidad antes de la reja

En los desarenadores, la metodología también varía según los diferentes autores señalados anteriormente. En el capítulo 2 se profundiza más sobre este órgano muy importante para el proceso de Pretratamiento.

En el tratamiento primario hay varios órganos diferentes para diseñar una PTAR según el tipo de agua residual, la localidad y la forma que se quiera proyectar, ejemplos son los

Tanques Imhoff, Tanques sépticos, Tanques de aireación, etc. En nuestra planta el tratamiento utilizado es de Tanque Imhoff. Revisando bibliografía el diseño de este tanque no varía mucho según los autores referenciados, más adelante se explica más detalladamente esta metodología.

El tratamiento secundario puede ser con diferentes filtros biológicos, para su diseño varios autores como [Metcalf and Eddy, 1996], [Fair, Geyer y Okún- Allende, 2000], [BUSTOS MECÍAS, 2012], señalan que el diseño de los filtros percoladores, no se dispone de una ecuación universal. Diversos investigadores han propuesto ecuaciones para describir los procesos, tales son los casos de Atkinson, Eckenfelder, Bruce, Velez, NRC, Pontiakov-Benzenov, etc. En el caso de (CNI) Consejo Nacional de Investigación, sirve para estimar la eficiencia de filtros percoladores de rocas de una o dos etapas con distintas tasas de recirculación como:

$$F_1 = \frac{100}{1 + 0.4432 \cdot \sqrt{\frac{CO}{V_m \cdot F}}} \quad \text{Ec 1.18}$$

$$F_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4432}{1 - E_1} \cdot \sqrt{\frac{CO'}{V_m \cdot F}}} \quad \text{Ec 1.19}$$

Donde

E_1 =Eficiencia en la remoción de DBO de la primera etapa incluyendo el clarificador, %

E_2 = Eficiencia en la remoción de DBO de la segunda etapa incluyendo el clarificador, %

CO =Carga orgánica aplicada en la primera etapa, kg

CO' = Carga orgánica aplicada en la segunda etapa, kg

V_m =Volumen del medio filtrante, m^3

F =factor de recirculación para cualquiera de las etapas, adimensional

El factor de recirculación puede calcularse de la forma siguiente:

$$F = \frac{1 + r}{(1 + 0.1 \cdot r)^2} \quad \text{Ec 1.20}$$

Donde r es el caudal recirculado/caudal del efluente, adimensional

El método de Eckenfelder Según [Valdez, 2003] se basa en la oxidación biológica mediante una reacción de primer orden.

Se calcula de la forma siguiente:

$$\frac{Se}{Si} = e^{\left[-K \cdot a^m \cdot H \left(\frac{A}{Q} \right)^n \right]} \quad \text{Ec 1.21}$$

Donde:

K = velocidad de reacción observada (m/d)

a = área específica de la empaquetadura (m^2/m^3)

H = profundidad del filtro (m)

m y n = constantes, el valor de m oscila entre 0.3 y 1.5 y el de n entre 0.2 y 1.1.

El valor de K varía con la temperatura;

$$K = K_{293} * C^{(T-293)} \quad \text{Ec 1.22}$$

Donde: C = coeficiente entre 1.02 y 1.14

T = temperatura en grados Kelvin.

Según [Valdez, 2003] el modelo de Velez utiliza una reacción de primer orden y como variable de diseño utiliza la DBO última total.

$$\frac{L_D}{L} = e^{-K' * D} \quad \text{Ec 1.23}$$

Donde:

L = DBO aplicada al lecho, la que es removible, nunca es mayor del 90% de (L_0), donde L_0 es igual a la DBO aplicada, (mg/l).

L_D = DBO aplicada que permanece en el agua a la profundidad D , (mg/l).

K = razón de remoción (0.57 para filtros de baja carga y 0.49 para filtros de alta carga, en la práctica 0.5)

D = profundidad del lecho, (m).

Quando se utiliza recirculación, la DBO última aplicada se calcula como:

$$L_D = (L_0 + R * L_e) / (1 + E) \quad \text{Ec 1.24}$$

Donde:

L_D = DBO última aplicada después de la dilución por la recirculación

L_e = DBO última del efluente

E = eficiencia de remoción

Según [Valdez, 2003] para el diseño por las ecuaciones del NRC (National Research Council) son:

$$E_1 = \frac{1}{1 + 0.442 * \sqrt{\frac{W}{V * F}}} \quad \text{Ec 1.25}$$

Donde:

E_1 = fracción de eficiencia removida en el proceso, incluyendo la recirculación y sedimentación final en la primera etapa.

W = carga de DBO en el filtro (Kg/d)

V = volumen del medio filtrante (m^3)

F = factor de recirculación,

$$F = \frac{1 + R}{\left(1 + \frac{R}{10}\right)^2} \quad \text{Ec 1.26}$$

(F) se define como el número de pasadas efectivas a través del filtro. Cuando no hay recirculación es igual a 1.

(R), es la razón recirculación Q_r/Q

En la segunda etapa es:

$$E_2 = \frac{1}{1 + \frac{0.442}{1 - E_1} * \sqrt{W' * F}} \quad \text{Ec 1.27}$$

Donde;

E_2 = es la eficiencia fraccional de DBO removida por el proceso en la segunda etapa, incluyendo la recirculación y la sedimentación final.

W = carga de DBO en el filtro en la segunda etapa.

Utilizaremos el de la NRC que es la más utilizada, en el capítulo dos se hace un resumen más detallado de esta metodología de diseño.

El diseño del sedimentador secundario puede ser rectangular, donde estos tipos de sedimentadores son construidos en zonas con poca disponibilidad de terreno, la remoción de lodos es más complicada por su geometría. También pueden ser circulares, que son de uso común en plantas de tratamiento, ya que se puede lograr una buena remoción de lodos. De estos sedimentadores, es necesario saber si se encuentra a continuación del filtro percolador o de otro órgano de la planta. La metodología varía según a continuación de que órgano se encuentre, como en nuestro caso está a continuación del filtro percolador la metodología se profundiza en un capítulo posterior.

- Lechos de Secado

Según [Harol E, 1961] los lechos de secado de lodos son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados (lodos digeridos), lo cual resulta ideal para pequeñas comunidades.

Pueden ser contruidos de mampostería, de concreto o de tierra (con diques), con profundidad total útil de 50 a 60 cm. El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6m, pero para instalaciones grandes pueden sobrepasar los 10m.

Pueden ser contruidos de mampostería, de concreto o de tierra (con diques), con profundidad total útil de 50 a 60 cm. El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6m, pero para instalaciones grandes pueden sobrepasar los 10m.

- El medio de drenaje es generalmente de 0.30m de espesor y deberá tener los siguientes componentes:
- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 0.15m formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 0.02 a 0.03m llena de arena.
- La arena es el medio filtrante y deberá tener un tamaño efectivo de 0.3 a 1.3 mm
- Debajo de la arena se deberá colocar un estrato de grava graduada hasta .20m de espesor.

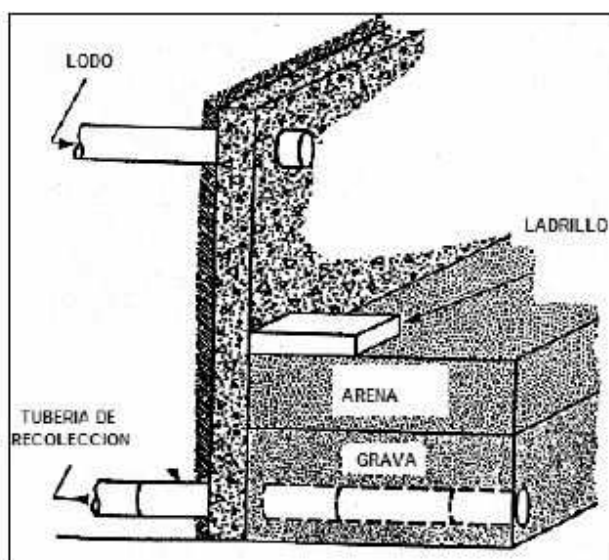


Figura 1.6 Vista del lecho de secado

Considerando el número de aplicaciones al año, verificar que la carga superficial de sólidos aplicado al lecho de secado se encuentre entre 120 a 200 Kg de sólidos/ (m²*año).

Medio de Drenaje

El medio de drenaje es generalmente de 0,30 de espesor y debe tener los siguientes componentes:

- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 15 cm. Formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 a 3 cm. llena de arena.
- La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0,3 a 1,3 mm., y un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5.
- Debajo de la arena se deberá colocar un estrato de grava graduada entre 1,6 y 51 mm (1/6" y 2") de 0,20 m de espesor. [Harol E, 1961]

Según [BLANCO Y LEON, 2010] la metodología es parecida lo único que varía son algunos parámetros que no son importantes a la hora del resultado.

Esta metodología explicada anteriormente da a conocer que se puede diseñar una PTAR de diferentes formas siempre y cuando se cumpla con las Normas vigentes de cada región donde se diseñe. En nuestro caso tomaremos una secuencia de pasos más específica para la PTAR de la UCLV.

A continuación, se muestra un esquema en planta de la PTAR de la UCLV.

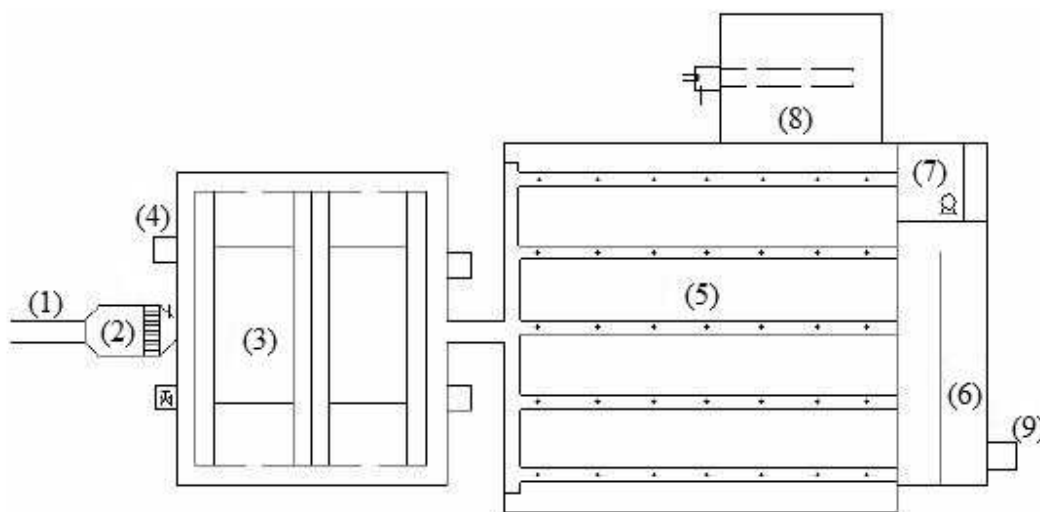


Figura 1.7 Esquema 1 (Vista en planta de la PTAR de la UCLV)

Donde

1. Entrada del agua residual procedente de los diferentes puntos de la Universidad.
2. Cámara de rejas.
3. Tanque Imhoff.
4. Registro de lodo del tanque Imhoff.
5. Filtro percolador.
6. Sedimentador secundario.
7. Estación de bombeo.
8. Lecho de secado.
9. Registro de salida del residual hacia el río Ochoa.

1.6 Tendencias actuales en el mantenimiento de las PTAR

La selección de tecnología más apropiada para tratar un vertido residual, en el primer paso, es realizar algunos estudios preliminares que implican un análisis completo del afluente que va a ser depurado con el fin de determinar el grado de contaminación existente y, el nivel de calidad que se desea en el agua tratada de acuerdo al objetivo del tratamiento. Otro aspecto importante es el nivel económico de la población en donde se desarrollará el proyecto, manteniendo el equilibrio coste-rendimiento, para que el tratamiento aplicado sea sostenible y eficiente.

Por lo tanto, los factores a tener en cuenta en la toma de decisión final del tipo de tratamiento a implantar son los que se mencionan a continuación:

- Factores demográficos: población, servicio de agua potable y alcantarillado.
- Objetivos del tratamiento.
- Características del terreno: pendiente, profundidad del nivel freático.
- Características del medio receptor (suelo): Caracterización físico-química e hidráulica.
- Caudales de vertido.
- Características básicas del afluente: carga orgánica, concentración bacteriana, metales, pesticidas, temperatura, caudales.
- Disponibilidad del terreno.
- Climatología: (precipitaciones, vientos, evapotranspiración, temperatura).
- Impacto ambiental.
- Costos de construcción, operación y mantenimiento.
- Eficiencia del tratamiento.

1.6.1 Tendencias en el empleo de tecnologías intensivas.

En las tecnologías intensivas, en función de cómo se encuentre la biomasa responsable de la degradación de los contaminantes, se distingue entre procesos con biomasa en suspensión (procesos de fangos activos) y procesos con biomasa adherida (procesos de biopelícula). En el grupo de los procesos de fangos activos el proceso más experimentado y extendido es el de Aireación Prolongada. Menos frecuente, en este rango de población, son los Reactores Secuenciales (Sequential Batch Reactor, SBR) cuya implantación se encuentra actualmente en expansión. En los últimos años se están introduciendo también los Biorreactores de Membranas (Membrane Bioreactor, BRM), pero fundamentalmente en el ámbito de las urbanizaciones o centros vacacionales con capacidad para asumir la complejidad de explotación de esta tecnología y sus altos consumos energéticos. Dada la falta de información sobre el comportamiento de los MBR en pequeñas aglomeraciones, no se contemplan en este artículo. [MEDINA, 2012]

En el ámbito de los procesos de biopelícula, las tecnologías más empleadas y contrastadas vienen representadas por los Lechos Bacterianos y los Contactores

Biológicos Rotativos (Rotating Biological Contactors, RBC). Como tecnologías con un desarrollo más reciente en el ámbito de las pequeñas aglomeraciones se encuentran los Lechos Aireados Sumergidos (Submerged Aerated Filter, SAF) y los Procesos Híbridos (Integrated Fix-film Activated Sludge, IFAS), que combinan procesos de biopelícula con procesos de biomasa en suspensión.

Se describe a continuación la situación actual de las tecnologías mencionadas, centrándose, especialmente, en los Reactores Secuenciales y los Lechos Aireados Sumergidos.

Aireación Prolongada

Como se ha comentado anteriormente es la tecnología más implantada actualmente en el rango de las pequeñas poblaciones, pese a que su aplicación a pequeña escala presenta complicaciones, principalmente relacionadas con la etapa de clarificación, que debe hacer frente a las fuertes variaciones de caudal que experimentan a lo largo del día las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas. Estas variaciones dan lugar a sobrecargas hidráulicas, que provocan la fuga de fangos en los efluentes depurados, con la consiguiente pérdida de calidad de los mismos. [Barjenbruch, 2012] Pese a todo, las instalaciones basadas en la tecnología de Aireación Prolongada, con un buen diseño y operación, permiten obtener efluentes tratados de elevada calidad, a la vez que se adaptan fácilmente para la eliminación de nitrógeno. [Barjenbruch, 2012]

Reactores Secuenciales (SBR)

El empleo de estos reactores está especialmente indicado para el tratamiento de aguas residuales generadas de forma discontinua, o irregular, lo que justifica su aplicación, cada vez mayor, en el rango de las pequeñas aglomeraciones urbanas.

Los SBR operan a baja carga y se caracterizan porque las fases de depuración del agua residual y la de separación del fango transcurren en el mismo depósito, extrayéndose el agua tratada del reactor de forma discontinua. Por ello, son más compactos que los sistemas de Aireación Prolongada, al integrar la etapa de decantación, lo que no hace necesario el bombeo de recirculación de fangos al reactor. Otra ventaja adicional estriba en que los SBR aseguran una decantación hidráulicamente estable. [Barjenbruch, 2012]



Figura 1.8 Reactores biológico



Fuente: [Barjenbruch, 2012]

Lechos Bacterianos

Constituyen la tecnología de biopelícula más extendida, contando con una larga tradición en el campo de la depuración de aguas residuales y que, con la aplicación como relleno de nuevos materiales plásticos, ha solventado antiguos problemas de colmatación del sustrato filtrante.

Los Lechos Bacterianos tienen un consumo energético inferior al de los procesos de fangos activos (0,6-0,9 kWh/kg DBO₅), presentando una buena tolerancia a sobrecargas hidráulicas y orgánicas puntuales. Además, como el resto de procesos de biopelícula, son más adecuados que los procesos de fangos activos para el tratamiento de aguas residuales diluidas. **[Barjenbruch, 2012]**



Figura 1.9 Lechos Bacterianos

1.6.2 Combinación de tecnologías de tratamiento.

En determinadas ocasiones, la aplicación de una tecnología aislada no permite alcanzar la calidad exigida al efluente final. En estos casos, es posible optar por la combinación de dos o más tecnologías, o de algunas de sus etapas, al objeto de aprovechar los puntos fuertes que presente una tecnología para solventar las deficiencias y carencias de otra y, de esta manera, crear sinergias.

La combinación de tecnologías, además de permitir el vertido conforme de las aguas depuradas al medio ambiente, también puede perseguir otros fines, como:

- El vertido de los efluentes depurados al terreno cuando no existe cauce próximo.
- Homogeneizar la calidad del vertido final.
- Eliminar nutrientes.

Entre las combinaciones de tecnologías más frecuentes cabe destacar:

- La implantación de una etapa anaerobia en cabecera del sistema de tratamiento para facilitar la gestión de los fangos en exceso.
- El uso de lagunas de maduración como tratamiento de desinfección.
- El empleo de humedales artificiales de flujo vertical en sustitución de la etapa de decantación secundaria. **[Barjenbruch, 2012]**

1.7 Conclusiones parciales.

Después de realizada la búsqueda bibliográfica sobre el tratamiento de agua residual, y la situación actual de la PTAR en la UCLV arribamos a las siguientes conclusiones parciales:

1. Existen diferentes procedimientos a la hora de tratar las aguas residuales que están relacionado con las posibilidades económicas de la inversión.
2. Existen deficiencias e insuficiencias en el sistema de tratamiento de los residuales líquidos instalado en la UCLV, lo cual no permite la realización de un tratamiento con calidad, para no afectar la composición del río Ochoa.
3. Teniendo en cuenta la dotación que debe verter a esta planta se hace imprescindible su reparación.

Capítulo 2.

Capítulo 2: Estudio In situ de las PTAR en la UCLV

2.1 Introducción.

En este capítulo se realiza a un estudio y diagnóstico de cada una de los órganos que integran el sistema de tratamiento instalado de acuerdo a lo reportado en la bibliografía consultada. A partir de la valoración anterior se procederá al análisis de las deficiencias existentes en el sistema, para poder tributar un efluente que reúna los requisitos mínimos establecidos por las legislaciones vigentes según **[NC 133-2002]**

2.2 Diagnóstico de la PTAR de la UCLV.

Cualquier análisis que se pretenda realizar, tiene necesariamente que partir de la identificación del proceso que se desee analizar, de los fenómenos de naturaleza química, física y/o biológica que en este tengan lugar por un lado y por otro, del conocimiento de las características y posibilidades técnicas del equipamiento instalado, teniendo presente en adición, un conjunto de factores relacionados con el procedimiento operacional en el que, por supuesto, el factor humano tiene una alta incidencia en los resultados.

Partiendo de su concepción, debe exponerse que la actual planta de tratamiento de residuales se estimó para una población de 3500 habitantes distribuida de la forma siguiente:

Tabla 2.1 Tabla de gastos por cantidad de habitantes

Composición de los habitantes	Habitantes	Dotación (L/hab/día)	Gasto (m ³ /d)
Alumnos Becarios	1 500	227	980.64
Alumnos externos	1 500	227	980.64
Trabajadores docentes y auxiliares	500	114	164.16

Tabla 2.2 Resultado de los gastos en los años mostrados.

años	Población	Dotación (L/hab/día)	Gasto (m ³ /d)
1964	3500	340	3427.2
2002-2003	12000	340	11750.4
2010	15000	340	14688
2016	1500	340	1468.8

Es técnicamente inapropiado disminuir los niveles de contaminación de un líquido residual con el empleo de agua potable, y económicamente es un absurdo. Todo ello impone la necesidad urgente de reparar las redes de suministro, y alejar cualquier posibilidad, de considerar un éxito la disminución del contenido de materia orgánica en el residual por esta vía, que no es un curso receptor de gran caudal, sino una fuente de suministro para el consumo social.

En adición, cualquier sistema que se proyecte o diseñe para la Universidad, quedará sujeto a un cierto nivel de incertidumbre, dada en lo fundamental por las diferencias sustanciales que pueden existir de un curso escolar a otro, en función de los planes y estrategias que inciden directamente en el número de habitantes a considerar debido a la proyección de matrícula., lo que hizo que lo proyectado para el 1964 (3500 habitantes), fuera insuficiente en el curso 2002/2003 (más de 12000 habitantes), lo que impone un análisis previo con la institución y no obstante, ello estará en función de situaciones concretas.

Teniendo como complemento los aspectos señalados anteriormente, se realizará un análisis comparativo de las insuficiencias que presenta la planta de tratamiento de acuerdo con los objetos de obra que la componen. Para una mejor comprensión es preciso presentar la secuencia de etapas que conforman el sistema para asimilar y tratar el aporte previsto en su diseño original.

Cámara de rejas

El afluente a la Planta de Tratamiento es recibido en una cámara de rejas, la cual está construida de hormigón armado, tiene forma octogonal y mide 3.15 m de largo por 1m de ancho (**Fig. 2.1**). La misma consta de una reja de 35 barras verticales, separadas 2cm entre sí, con una inclinación de 45° y ubicada a unos 0.80 m de la entrada. Este aditamento se utiliza para retener los sólidos gruesos existentes en el agua residual – entre ellos los de origen fecal–, y de esta forma facilitar la operación en las etapas posteriores, así como proteger las bombas, válvulas, conductos y otros elementos contra los posibles daños y obstrucciones provocados por la presencia de tejidos y objetos de gran tamaño. El método utilizado para la limpieza de esta reja es manual.

En la actual planta no se define una cámara desarenadora. Este dispositivo es muy importante ya que las partículas cuársicas son no biodegradables, tiene un elevado peso específico y pueden causar interferencia en los procesos posteriores. Se recomienda la ubicación de este dispositivo con dos cámaras y limpieza manual, su operación es muy elemental. Cuando una cámara sale de servicio para su limpieza la otra queda funcionando, estas operaciones se hacen en las horas de gasto mínimo.



Figura 2.1 (Cámara de reja)

Tanque Imhoff

El efluente líquido procedente de la cámara de rejillas pasa al tanque Imhoff (**Fig. 2.2**). Este tanque es una unidad compuesta por dos cámaras de iguales dimensiones, donde se producen simultáneamente la sedimentación de los sólidos suspendidos y la digestión anaeróbica de los lodos digeridos. La zona de sedimentación está constituida por un canal rectangular por donde escurre el líquido hasta su salida. Mientras circula el líquido se separa la fase sólida que sedimenta y pasa al sector de digestión, a través de orificios en el fondo del canal. El canal tiene dos sectores: el superior de sección rectangular (8.20 m) y el inferior de sección triangular con 3.50 m de profundidad, en cuyo vértice se encuentran los orificios de salida de los sólidos sedimentados. El lodo que se concentra en la tolva se extrae periódicamente por un registro de 1m² de longitud y es transportado por gravedad, mediante conductos circulares de 8 pulgadas y pendiente de 3%, al lecho de secado. Según (**Díaz, B.R. 1987**) y el sitio, en el proceso de sedimentación primaria el porcentaje de remoción de materia orgánica debe oscilar entre un 20 y un 40%.



Figura 2.2 (Tanque Imhoff)

Filtro percolador

El fluido líquido procedente del tanque Imhoff, conteniendo el material fino suspendido y en estado coloidal, es sometido a un tratamiento biológico en el filtro percolador (**Figura 2.3**). Este equipo tiene la función de degradar biológicamente contaminantes presentes en el líquido cloacal, tanto en solución como en suspensión. En este sistema se distribuye el

efluente primario (tratado en tanques Imhoff), sobre un medio filtrante de piedra gruesa, en forma de sombrilla cortada por el aire, para su oxigenación. El fluido líquido procedente del tanque Imhoff, conteniendo el material fino suspendido y en estado coloidal, es sometido a un tratamiento biológico en el filtro percolador.

Este medio filtrante es sumamente permeable, al cual los microorganismos se adhieren y a su vez se filtra el agua residual. La película de microorganismos que se desarrolla sobre el medio filtrante estabiliza el contenido de materia orgánica. El filtro instalado es un depósito de hormigón armado, que posee cinco canales longitudinales de 20cm de ancho, 18cm de profundidad y separados entre sí a una distancia de 2.70m

El canal principal de alimentación al filtro está situado al centro y perpendicular a los canales de distribución, lo que permite la alimentación del líquido a todos o indistintamente a un grupo seleccionado. Cada canal instalado tiene 7 tubos de acero, espaciados equitativamente, encargados de lograr un esparcimiento del líquido en el aire antes de alcanzar el lecho filtrante, debido a que el fluido cae sobre un tubo empotrado y luego atraviesa el lecho. Dicho filtro posee 21m de largo por 15 de ancho, y se encuentra relleno de piedras y grava, sobre las cuales se vierte el efluente lo más uniforme posible. La grava se encuentra a 0.90m del extremo superior del tanque y tiene 1.90m de profundidad. EL filtro posee un sistema de desagüe inferior, en el cual se recoge el agua tratada y los sólidos biológicos que se han separado del medio, y son conducidos hacia el sedimentador secundario. Según los datos reportados en la bibliografía, vemos que la remoción en esta etapa puede alcanzar hasta un valor de 90%.



Figura 2.3 (Filtro percolador)

Sedimentador secundario

El sedimentador secundario tiene una longitud de 10m de largo y está formado por dos compartimentos de 2.45m de ancho cada uno, para un ancho total de 4.90m (**Figura 2.4**). El efluente del sedimentador, es expedido hacia una zanja afluente del Río Ochoa, por un tubo situado 25cm por debajo del nivel de rebozo del tanque. El lodo que se deposita en este tanque, debe ser periódicamente bombeado y conducido al lecho de secado. El porcentaje de remoción que se reporta en la bibliografía es de 20%.



Figura 2.4 (Sedimentador secundario)



Figura 2.5 (Casetta de bombas)



Figura 2.6 (Barandas de protección)



Figura 2.7 (Lecho de secado)

Los residuos sólidos se dirigen al lecho de secado (**Figura 2.7**), en el que son distribuidos uniformemente. Estos equipos son tanques de profundidad reducida con arena y grava sobre drenes, destinado a la deshidratación de lodos por filtración y evaporación. Los lechos de secado son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados. El lecho instalado es de concreto y posee 10m de largo por 7m de ancho y consta de un canal de distribución central de 0.60m de ancho, situado a unos 3.20m del extremo lateral, es de forma rectangular, está cubierto de hierbas y el canal de alimentación de lodo está prácticamente destruida por razones similares a las expuestas con anterioridad para las etapas consideradas en la secuencia de operaciones.

En adición a lo expresado, pero dirigiendo la atención al análisis de los riesgos y la seguridad durante la operación y control de los flujos de alimentación y salida de los diferentes objetos de obra, debe señalarse que todas las barandas de protección están destruidas y/o en situación tal, que no permiten el trasiego de forma confiable y segura durante la operación del sistema de control de la alimentación.

El efluente del sedimentador secundario por sus características, debía ser sometido, como al inicio, a un proceso de acabado por tratamiento de cloración, aspecto que tampoco se cumple en la actualidad y las aguas son descargadas directamente al río Ochoa que, por esta razón, aguas abajo debe ser objeto de chequeo y análisis con advertencias para las comunidades rurales que de sus aguas se sirven. Este chequeo no puede ser puntual en horario fijo, sino distribuido en un período de tiempo apropiado, de modo que puedan recogerse en los resultados, las incidencias del caudal en diferentes situaciones horarias, excluyendo aquellas derivadas de grandes crecidas por precipitaciones intensas.

El análisis (en síntesis) realizado permite concluir que, en la práctica, los residuos líquidos originados en el recinto universitario, aun cuando pasan en un por ciento dado por la planta, no reciben un tratamiento adecuado y pueden ser portadores de enfermedades y/o

de agentes contaminantes de naturaleza variada, que pueden afectar la salud humana y el propio ecosistema del área de vertimiento con un impacto ambiental negativo.

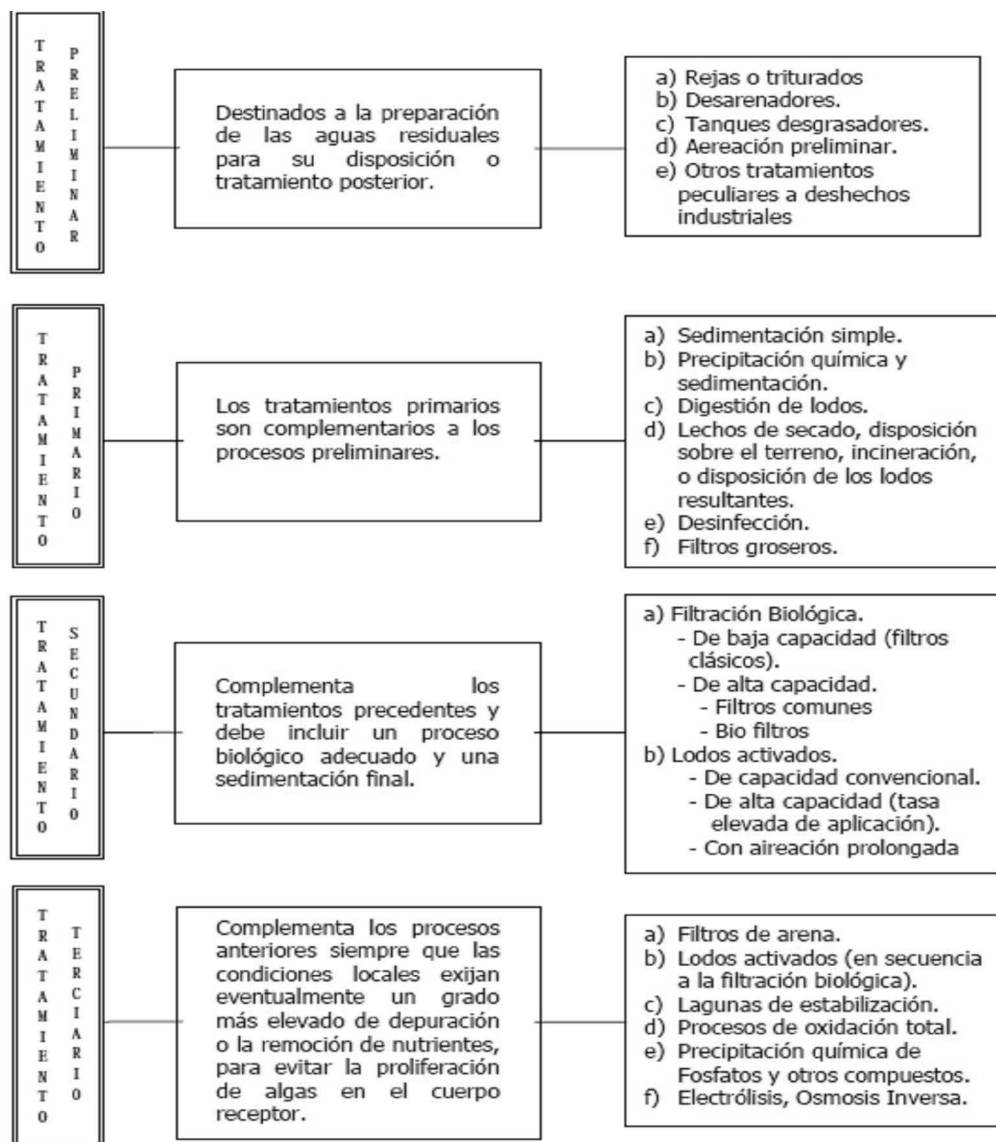
Resulta conveniente volver a insistir en el hecho de que, en realidad, el flujo de aguas negras aportados por la UCLV no es invariable y aun cuando no exista el despilfarro actual de agua potable que incrementa su caudal (y el consiguiente costo sin respuesta productiva), estará en dependencia de la matrícula anual.

Por otro lado, la situación podría adquirir el carácter de crítica o peligrosa, unido a los trabajos que se emprendan no se realiza un estudio detallado de estas aguas desde el punto de vista microbiológico, existiendo en el centro las instalaciones y el personal calificado para tal propósito o empeño.

2.4 Metodología de diseño de la PTAR de la zona central de la UCLV

La metodología de cálculo se ha determinado promediando los resultados de varias bibliografías consultadas, pudiéndose transformar este diseño para la planta ubicada en la zona central de UCLV de tal forma que cumpla con la norma de PTAR.

1- CALCULO DE LOS SEGMENTOS DEL DISEÑO.



Diseño Hidráulico de la Planta de tratamiento de agua residual.

Para el diseño de una PTAR, lo primero es saber los gastos con los cuales se diseñará cada órgano, a continuación, se muestra la secuencia de pasos a seguir para su diseño.

Los gastos son:

- Gasto medio de aguas residuales domésticas.
- Gasto de mínimo de aguas residuales
- Gasto de máximo horario de aguas residuales

Gasto medio de aguas residuales domésticas:

De acuerdo a las normas vigentes, el caudal de las aguas residuales domésticas está constituido por un porcentaje que varía entre 70% y 80% de la dotación de agua potable.

Los valores de dotación en litros por habitantes al día se presentan en la Tabla siguiente:

Tabla 2.3 Dotación en litros por habitantes al día (L/ hab*d)

Tamaño de la población en miles de persona	Según el uso				
	Domestico	Comercial y publico	Industrias locales	Propios del sistema	Total
Menos de 2.0	130	20	3	2	155
2.0-10.0	145	55	7	3	210
10.0-25.0	165	62	8	5	240
25.0-50.0	175	77	8	5	265
50.0-100.0	185	90	9	6	290
100.0-250.0	195	95	20	10	320
250.0-500.0	205	105	25	10	345
Mas-500	210	110	30	10	360

Fuente: [NC 973]

$$Q_{med} = \frac{P \cdot D \cdot 0.75}{24 \cdot 60}$$

Ec 2.1

Donde:

P=Población

D=Dotación

Q_{med}=ls/seg

Gasto mínimo de aguas residuales

Para la verificación del gasto mínimo en las alcantarillas se deberá aplicar la siguiente relación:

$$Q_{min} = K_d + Q_{med}$$

Ec 2.2

Gasto máximo horario

$$Q_{max} = K_1 + K_2 + Q_{med}$$

Ec 2.3

Datos

$$K_1=1.5$$

$$K_2=2.4$$

$$K_3=0.3$$

Calculo del Canal de Entrada

El canal de entrada, es la estructura en la cual descarga la tubería del colector de conducción en la planta. Se propone un canal de conducción a cielo abierto y con sección rectangular del mismo ancho de la tubería de llegada, esto con el fin de mantener constantes la velocidad y el tirante del agua. La longitud del canal de acceso no necesariamente habrá de ser calculada, pero habrá de ser suficiente para dar cabida a la basura que se aglomere en las rejillas.

La velocidad de aproximación a las rejillas se encuentra entre 0.30 a 0.60 m/s.

1- Según [CASTILLO, TORRES, 2010] el área de la sección del canal es:

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

Ec 2.4

Donde:

A=área

Q= caudal en m³/s

V=velocidad en m/s

2- Cálculo de las dimensiones del canal:

$$A = y \cdot B$$

Ec 2.5

Donde:

A=área

y=altura de la lámina

B=Ancho del canal

Despejando y de la ecuación 2.8 queda:

$$y = \frac{A}{B}$$

Ec 2.6

Según [CASTILLO, TORRES, 2010] la altura del canal h_{max} , será igual a $h = (y + 0.20m)$ de borde libre tomado como criterio técnico, para que no trabaje a canal lleno.

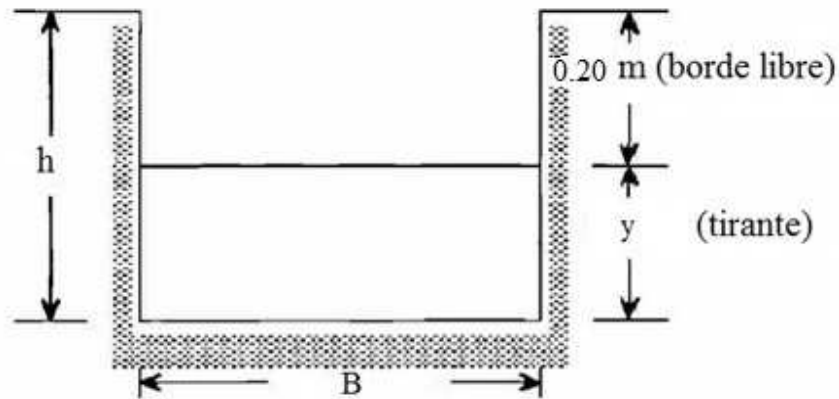


Figura 2.8 Vista transversal del canal de entrada

3- Cálculo de bg (suma de las separaciones entre barras)

$$h = \left(\frac{bg}{s} + 1 \right) \times (s + e) + e \quad \text{Ec 2.7}$$

Donde:

b =ancho del canal (mm)

bg =suma de separación entre barras (mm)

e =separación entre barras (mm)

s =espesor de las barras (mm)

4- Cálculo de la longitud de las barras:

$$Lb = \frac{h_{max}}{\sin \alpha} \quad \text{Ec 2.8}$$

5- Cálculo de área libre:

$$Al = Lb * bg \quad \text{Ec 2.9}$$

6- A continuación, calculamos la velocidad que fluye a través de los espacios de la rejilla

Las velocidades se verifican de acuerdo como se muestra a continuación:

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

Ec 2.10

Donde:

Q=Caudal máximo m³/s

A=Área m²

La velocidad debe de estar dentro de los límites de (0.3-0.6)

7- Cálculo del número de barras necesarias para las rejillas

El primer paso en el tratamiento preliminar consiste en la separación de los sólidos gruesos. El procedimiento más corriente, es hacer pasar el agua residual influente a través de rejillas o tamices. Se puede utilizar también triturador, que reducen a partículas diminutas los sólidos gruesos, pero sin separarlos del agua.

Las rejillas se fabrican con barras de acero soldadas a un marco que se coloca transversalmente al Canal. Las barras están colocadas verticalmente o con una inclinación de 30 a 80° respecto a la horizontal. Las rejillas de barras pueden limpiarse a mano o mecánicamente. Las características en ambos casos se comparan en la siguiente tabla. [CASTILLO, TORRES, 2010]

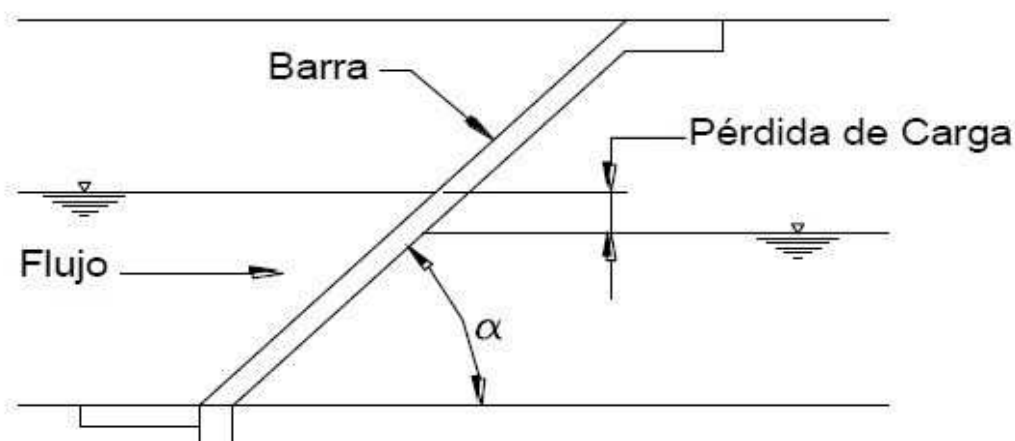


Figura 2.9 Vista transversal del colocado de las barras en el canal

Tabla 2.4 Parámetros de diseño para rejas de barras.

Concepto	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Tamaño de la barra:		
Anchura, (cm)	0.6-1.5	0.6-1.5
Profundidad (cm)	2.5-7.5	2.5-7.5
Separación (cm)	2.5-5.0	1.6-7.5
Inclinación respecto a la vertical (°)	30-45	0-30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.3-0.6	0.6-0.9
Pérdidas de carga admisible (cm)	15	15

Fuente: [CASTILLO, TORRES, 2010]

$$N^* = \frac{B - W}{W - e}$$

Ec 2.11

Donde:

B=ancho del canal en la zona de rejas (m)

W=separación entre barras (m)

e=espesor de barras (m)

8- Cálculo de las pérdidas

Se comprueba las perdidas por la expresión de Kirchner, 1926

$$h_c = \beta * \left(\frac{e}{w} \right)^{1/3} + \frac{V^2}{2g} + s \sin \alpha$$

Ec 2.12

Donde:

$\beta=1.79$ barras circulares

e=espesor máximo de barras (m)

w=separación entre barras (m)

$V^2/2g$ = carga de velocidad ante la reja (m)

Tabla 2.5 Tipo de barras según su geometría

β	Tipo de barra
2.42	Rectangular con cara recta
1.67	Rectangular con cara recta y semicircular
1.79	Circulares

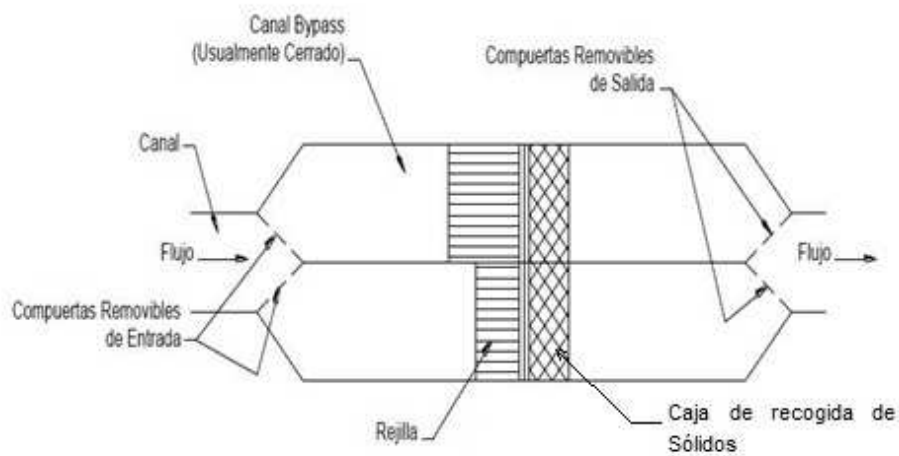


Figura 2.10 Vista en planta de las rejillas y canal

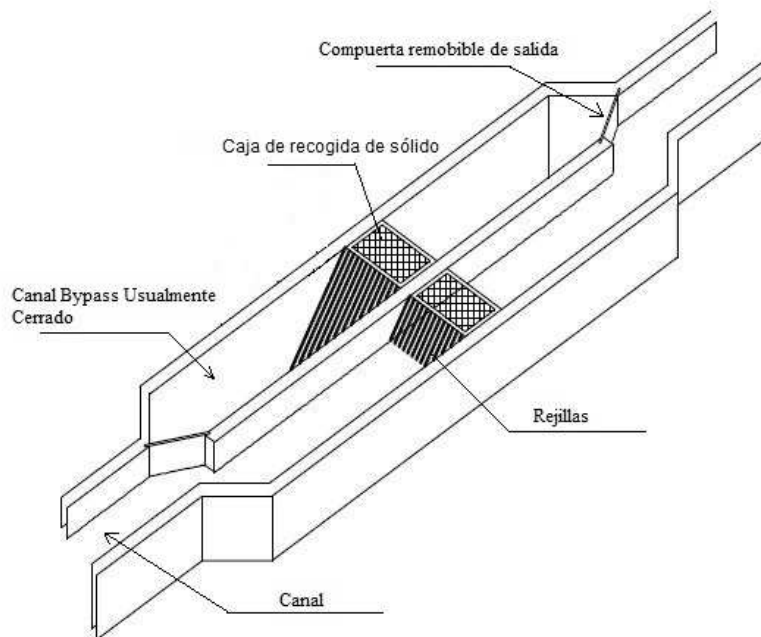


Figura xxxxx Canal de entrada junto a las rejillas

- **Diseño del desarenador**

En el diseño del Desarenador se tuvo en cuenta la secuencia de pasos según [Fair, Geyer, Okun, 2001]

1. Cálculo de la velocidad de sedimentación

$$V_s = \left(\frac{R}{18 + v} \right) \times (s - 1) d^2$$

Ec 2.13

Donde:

G=gravedad

v=1.01x10⁻⁶ m²/s

s= Densidad relativa

d=Diámetro en cm

2. Cálculo del Volumen

$$V = Q \times t$$

Ec 2.14

Donde:

Q=Caudal en m³/s

T=tiempo en segundo

3. Cálculo del área superficial

$$A_s = \frac{Q}{C_s}$$

Ec 2.15

Donde:

Cs=Carga superficial en m³/m² *s

4. Cálculo de la altura

$$h = \frac{V}{A_s}$$

Ec 2.16

5. Cálculo del ancho

- Cálculo de la velocidad horizontal

$$V_u = \left[\left(8 \times K \times g \times \frac{d}{f} \right) \times (s - 1) \right]^{1/2}$$

Ec 2.17

Donde:

K=Para arenas unigranulares (0.04)

$f=0.025-0.03$

d =Diámetro

g =Gravedad

- **Área Transversal**

$$A_t = \frac{Q}{V_d} \quad \text{Ec 2.18}$$

- **Ancho del desarenador**

$$W = \frac{A_t}{h} \quad \text{Ec 2.19}$$

6. Cálculo de la longitud

$$L = \frac{A_s}{W} \quad \text{Ec 2.20}$$

Se asume dos canales, uno trabajando en bypass

7. Diseño del vertedor proporcional en la cámara desarenadora para mantener constante la velocidad del flujo.

$$Q = c \times b(2 + g + a)^{0.58} \times \left(h - \frac{a}{3}\right) \quad \text{Ec 2.21}$$

De la fórmula se despeja b y queda de la forma siguiente.

$$b = \frac{Q}{c(2 + g + a)^{0.58} \times \left(h - \frac{a}{3}\right)} \quad \text{Ec 2.22}$$

$$L = b \left[1 - \left(\frac{2}{11}\right) + \arctg \left(\frac{h}{a}\right) \right]^{0.48} \quad \text{Ec 2.23}$$

Donde:

$a = (2.5-10)$

$c=0.61$ para vertedores simétricos

- **Diseño del tanque Imhoff**

Para el dimensionamiento de tanque Imhoff se tomarán en consideración los criterios de la **[Norma S090]**, donde se diseña la cámara de sedimentación que remueve gran parte de los sólidos sedimentables.

1- Área del sedimentador (A_s , en m^2).

$$A_s = \frac{Q_p}{C_s} \quad \text{Ec 2.24}$$

Donde:

C_s : Carga superficial, igual a $1 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{hora})$.

2- Volumen del sedimentador (V_s , en m^3).

$$V_s = Q_p \cdot R \quad \text{Ec 2.25}$$

R : Periodo de retención hidráulica, entre 1,5 a 2,5 horas (recomendable 2 horas).

3- Profundidad del sedimentador

$$h = \frac{V_s}{A_s} \quad \text{Ec 2.26}$$

4- Longitud mínima del vertedero de salida (L_v , en m).

$$L_v = \frac{Q_{\max}}{C_{hv}} \quad \text{Ec 2.27}$$

Donde:

Q_{\max} : Caudal máximo diario de diseño, en $\text{m}^3/\text{día}$.

C_{hv} : Carga hidráulica sobre el vertedero, estará entre 125 a 500 $\text{m}^3/(\text{m} \cdot \text{día})$, (Recomendable 250).

- 5- En el diseño del digestor se empieza a calcular el volumen de almacenamiento y digestión (V_d , en m^3), donde se almacenan y digieren los lodos.

Para el compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (cámara inferior) se tendrá en cuenta la siguiente tabla:

Tabla 2.5. Factores de capacidad relativa en función de la temperatura. (OPS; OMS, 2005).

Temperatura °C	Factor de capacidad relativa (fcr)
5	2.0
10	1.4
15	1.0
20	0.7
>25	0.5

[D.C, 2000]

$$V_d = \frac{70 \times P \times fcr}{1000}$$

Ec 2.28

Donde:

fcr: factor de capacidad relativa, ver tabla 3.

P. Población.

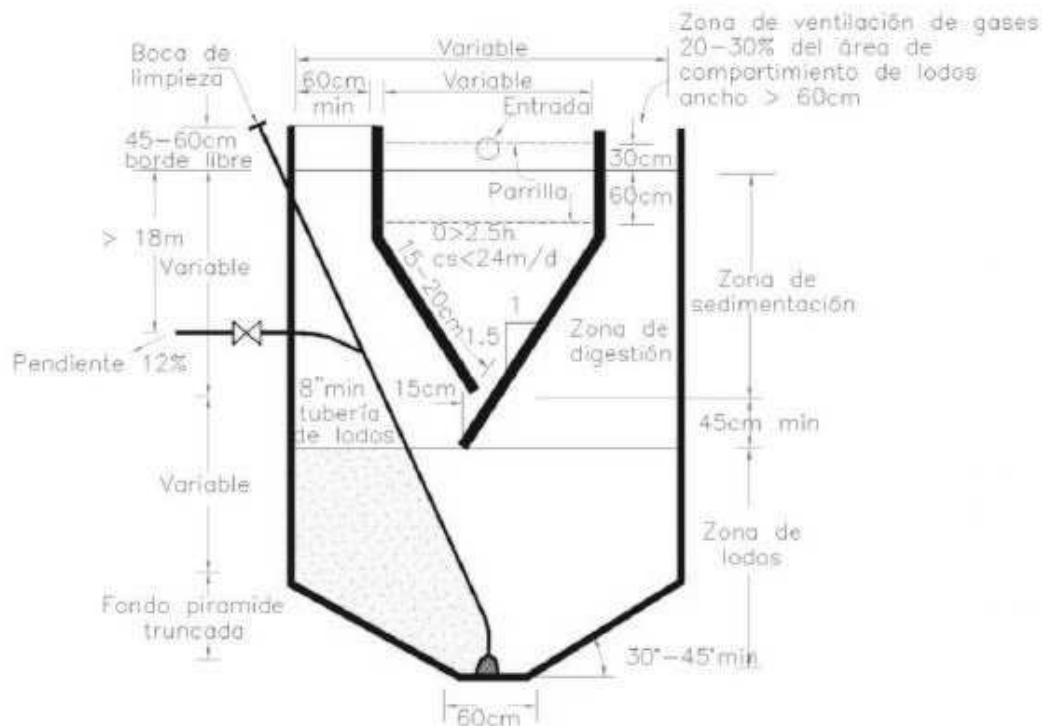


Figura 2.11. Vista transversal del tanque Imhoff

- El fondo de la cámara de digestión tendrá la forma de un tronco de pirámide invertida (tolva de lodos), para facilitar el retiro de los lodos digeridos.
- Las paredes laterales de esta tolva tendrán una inclinación de 50° a 60° con respecto a la horizontal.
- La altura máxima de los lodos deberá estar 0,50 m por debajo del fondo del sedimentador.

6- Tiempo de retención

$$F_R = 1.5 - 0.3 \times \log(P \times 0.2) \quad \text{Ec 2.29}$$

7- Volumen de sedimentación

$$V_S = 10^{-3}(P_{ub} \times 0.2) \times F_R \quad \text{Ec 2.30}$$

8- Volumen de almacenamiento de lodos

$$V_U = G \times P_{ub} \times N \times 10^{-3} \quad \text{Ec 2.31}$$

9- Extracción de lodos

- El diámetro mínimo de la tubería para la remoción de lodos será de 200 mm y deberá estar ubicado 15 cm por encima del fondo del tanque. Se requiere una carga hidráulica mínima de 1.8m
- Área de ventilación y cámara de natas
- Espacio libre de 1m
- Borde libre de 0.3m

El tiempo requerido para la digestión de lodos varía con la temperatura, para esto se empleará la tabla 2.

Tabla 2.6. Tiempo requerido para la digestión de lodos

Temperatura °C	Tiempo de digestión en días
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

[D.C, 2000]

Frecuencia del retiro de lodos

Según [Gastolum Ramos] los lodos digeridos deberán retirarse periódicamente, para estimar la frecuencia de retiros de lodos se usarán los valores consignados en la tabla 2.

La frecuencia de remoción de lodos deberá calcularse en base a estos tiempos referenciales, considerando que existirá una mezcla de lodos frescos y lodos digeridos; estos últimos ubicados al fondo del digestor. De este modo el intervalo de tiempo entre extracciones de lodos sucesivas deberá ser por lo menos el tiempo de digestión a excepción de la primera extracción en la que se deberá esperar el doble de tiempo de digestión.

Extracción de lodos

El diámetro mínimo de la tubería para la remoción de lodos será de 200 mm y deberá estar ubicado 15 cm por encima del fondo del tanque.

Para la remoción se requerirá de una carga hidráulica mínima de 1,80 m.

Área de ventilación y cámara de natas

- Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y el sedimentador (zona de espuma o natas) se tendrán en cuenta los siguientes criterios:
- El espaciamiento libre será de 1,0 m como mínimo.

- La superficie libre total será por lo menos 30% de la superficie total del tanque.
- El borde libre será como mínimo de 0,30 m.
- Las partes de la superficie del tanque deberán ser accesibles, para que puedan destruirse o extraerse las espumas y los lodos flotantes [Gastolum Ramos, 2000]

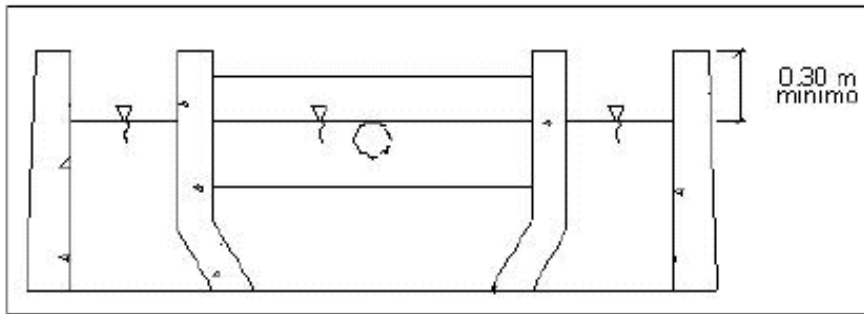


Figura 2.12. Vista transversal de la ventilación del tanque Imhoff

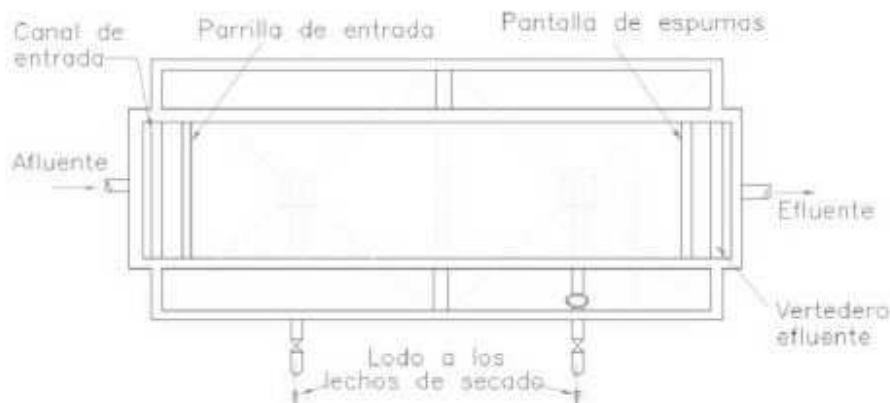


Figura 2.13 Vista en planta del Tanque Imhoff

- **Diseño del Filtro Percolador**

Según [Metcalf and Eddy, 1996] el diseño de los filtros percoladores, no se dispone de una ecuación universal, por lo que diversos investigadores han propuesto ecuaciones para describir los procesos, tales son los casos de Atkinson, Eckenfelder, Bruce, Velez, NRC, Pontiakov-Benzenov, etc. En nuestro caso utilizaremos el (NRC)

Tabla 2.7 Información típica de diseño para filtros percoladores

Elementos	Baja carga	Carga intermedia	Carga alta	Muy alta carga	De desbaste
Medio filtrante	Piedra, escoria	Piedra, escoria	Piedra	Piedra	Plástico, madera
Carga Hidráulica m³/m² * día	1.20-3.50	3.5-9.4	9.4-37-55	11.70-70-40	47-188
Carga orgánica kg de DBO/m³ * día	0.08-0.40	0.25-0.50	0.50-0.95	0-48-2.60	1.6-8
Profundidad (m)	1.80-2.40	1.80-2-40	0.90-1.80		
Relación de recirculación	0	0-1	1-2	1-2	1-4
Mboscas en el filtro	Abundantes	Algunas	Escasas	Escasas o ninguna	Escasas o ninguna
Arrastre de sólidos	Intermitentes	Intermitente	Continúa	Continúa	Continúa
Eficiencia de eliminación de la DBO, %	8-90	50-70	65-85	65-80	40-65

Fuente: [Valdez, 2003]

Características de diseño:

Las profundidades de estos filtros son de 1m a 12m, de relleno de material como: roca, Clinker o material sintéticos.

Las propiedades más importantes de los filtros son:

Los lechos rellenos de roca, Clinker u otro material similar, no pueden sobrepasar profundidades de 1 a 2.5m.

Para los rellenos comunes (roca, Clinker, etc.) las características normales son las siguientes:

Dámetro=4-5cm, área superficial específica=80-110m²/m³ de volumen global entre huecos=45-55 % y carga hidráulica max=3.4*10⁻⁴m³/seg*m² [Valdez, 2003]

- Según [Valdez, 2003] para el diseño por las ecuaciones del NRC (National Research Council) son:

1. Cálculo del área superficial:

$$A_s = \frac{2V}{d_p}$$

Ec 2.32

Donde:

Carga superficial = Carga hidráulica

Q= Caudal (m³/h)

2- Cálculo del diámetro:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \therefore d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad \text{Ec 2.33}$$

3- Volumen neto será igual

Se asume un volumen para después calcular el volumen neto

$$V = \text{Vol. del filtro} \times \text{relación de vacíos para el filtro} \quad \text{Ec 2.34}$$

Si la relación de vacíos para filtro de roca en este caso piedra de río pequeña, es de 50 %

4- Cálculo de la eficiencia

Son ecuaciones empíricas que pueden ser aplicadas en sistemas de etapas simples y de múltiples etapas. Para etapas simples o para la primera etapa en un sistema múltiple, la ecuación es:

$$E_1 = \frac{1}{1 + 0.442 * \sqrt{\frac{W}{V * F}}} \quad \text{Ec 2.35}$$

$$F = \frac{1 + R}{\left(1 + \frac{R}{10}\right)^2} \quad \text{Ec 2.36}$$

Quando no hay recirculación $F = 1$

Donde:

E_1 = fracción de eficiencia removida en el proceso, incluyendo la recirculación y sedimentación final en la primera etapa.

W= carga de DBO en el filtro (Kg/d)

V= volumen del medio filtrante (m³)

F= se define como el número de pasadas efectivas a través del filtro. Quando no hay recirculación es igual a 1.

R= es la razón recirculación

Como no hay recirculación no hace falta calcular la segunda etapa del filtro.

- Sedimentador Secundario

1- Calculo del área; A_s (m^2)

$$A_s = \frac{Q_p}{C_s} \quad \text{Ec 2.37}$$

Donde:

Q_p =Gasto en (m^3/h)

C_s =Carga superficial ($m^3/m^2 \cdot h$)

2- Volumen del sedimentador, V_s (m^3)

$$V_s = Q_p \cdot R \quad \text{Ec 2.38}$$

Donde:

R= Período de retención hidráulica, de 1.5-2.5h (recomendable 2h)

3- Longitud mínima del vertedor de salida, L_v (m^3)

$$L_v = \frac{Q_{max}}{C_{hv}} \quad \text{Ec 2.39}$$

Donde:

C_{hv} = Carga hidráulica sobre el vertedero de 125-500 $m^3/m^2 \cdot d$, recomendable 250 $m^3/m^2 \cdot d$

4- Cálculo del volumen requerido de la cámara

$$V_{req} = V_s \cdot C_{vf} \quad \text{Ec 2.40}$$

Donde:

C_{vf} =Factor de volumen adicional por infraestructura igual a 1.5

5- Cálculo del área superficial de la cámara

$$A_{sf} = \frac{V_{req}}{H_f} \quad \text{Ec 2.41}$$

Donde:

H_f =Tirante hidráulico (m)

6- Ancho

$$A_n = \sqrt{\frac{A}{2}} \quad \text{Ec 2.42}$$

7- Con el valor del ancho se calcula el largo del sedimentador

$$L_s = \frac{A}{A_n} \quad \text{Ec 2.43}$$

8- Tiempo de retención hidráulica

$$T_{rh} = \frac{Q}{V} \quad \text{Ec 2.44}$$

Donde:

Q =Caudal en m³/h

V =Volumen del sedimentador en m³

La inclinación del fondo es de 50° a 60°

- Lecho de Secado de Lodos

Según [Harol E, 1961] los lechos de secado de lodos son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados (lodos digeridos), lo cual resulta ideal para pequeñas comunidades.

Pueden ser contruidos de mampostería, de concreto o de tierra (con diques), con profundidad total útil de 50 a 60 cm. El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6m, pero para instalaciones grandes pueden sobrepasar los 10m.

Pueden ser contruirdos de mampostería, de concreto o de tierra (con diques), con profundidad total útil de 50 a 60 cm. El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6m, pero para instalaciones grandes pueden sobrepasar los 10m.

- El medio de drenaje es generalmente de 0.30m de espesor y deberá tener los siguientes componentes:
- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 0.15m formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 0.02 a 0.03m llena de arena.
- La arena es el medio filtrante y deberá tener un tamaño efectivo de 0.3 a 1.3 mm
- Debajo de la arena se deberá colocar un estrato de grava graduada hasta .20m de espesor. [Harol E, 1961]

1- Carga de sólidos que ingresa al sedimentador C (kg de SS/día).

$$C = Q * SS * 0.0864 \quad \text{Ec 2.45}$$

Donde:

SS: sólidos en suspensión en el agua residual cruda en mg/l.

Q: caudal promedio de aguas residuales.

2- Masa de sólidos que conforman los lodos (Msd, en Kg SS/día).

$$Msd = (0.5 * 0.7 * 0.5 * C) \quad \text{Ec 2.46}$$

3- Volumen diario de lodos digeridos (Vol, en litros/día).

$$Vol = \frac{Msd}{\frac{1000 * (1 + \%ds * Td)}{100}} \quad \text{Ec 2.47}$$

Donde:

plodo: Densidad de los lodos, igual a 1,04 Kg/l.

% de sólidos: % de sólidos contenidos en el lodo, varía entre 8 a 12%.

4- Volumen de lodos a extraerse del tanque (en m³).

$$Vol = \frac{Vol + Td}{1000} \quad \text{Ec 2.48}$$

Donde:

Td: Tiempo de digestión, en días (ver tabla 2).

5- Área del lecho de secado (en m²).

$$A_s = \frac{V_s}{H_a}$$

Ec 2.49

Donde:

H_a: Profundidad de aplicación, entre 0,20 a 0,40m

El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6 m., pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m.

2.6 Conclusiones parciales.

Como conclusiones de la investigación realizada en el presente capítulo 2

- 1- Se realizó un resumen del diagnóstico de cada órgano que conforma la planta, llegando a la conclusión de que no cumple con los parámetros por el cual fue diseñada.
- 2- El resultado del estudio patológico de la PTAR nos permite afirmar que la actual planta está fuera de funcionamiento.
- 3- El resumen de la metodología realizada da a conocer como se debe diseñada hidráulicamente la planta en la zona central de la UCLV.

Capítulo 3.

Capítulo 3: Propuesta de intervención en la PTAR en la UCLV

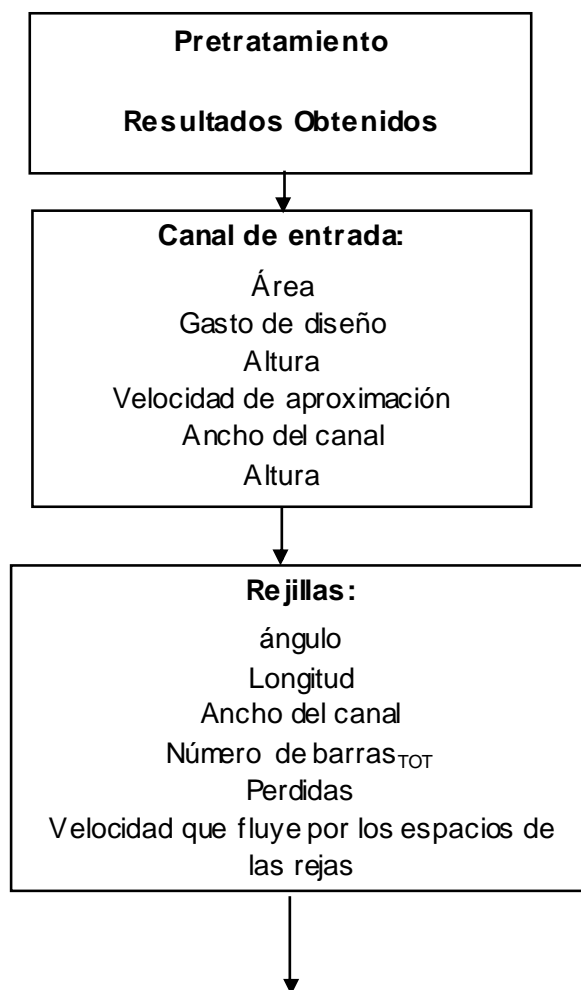
3.1 Introducción.

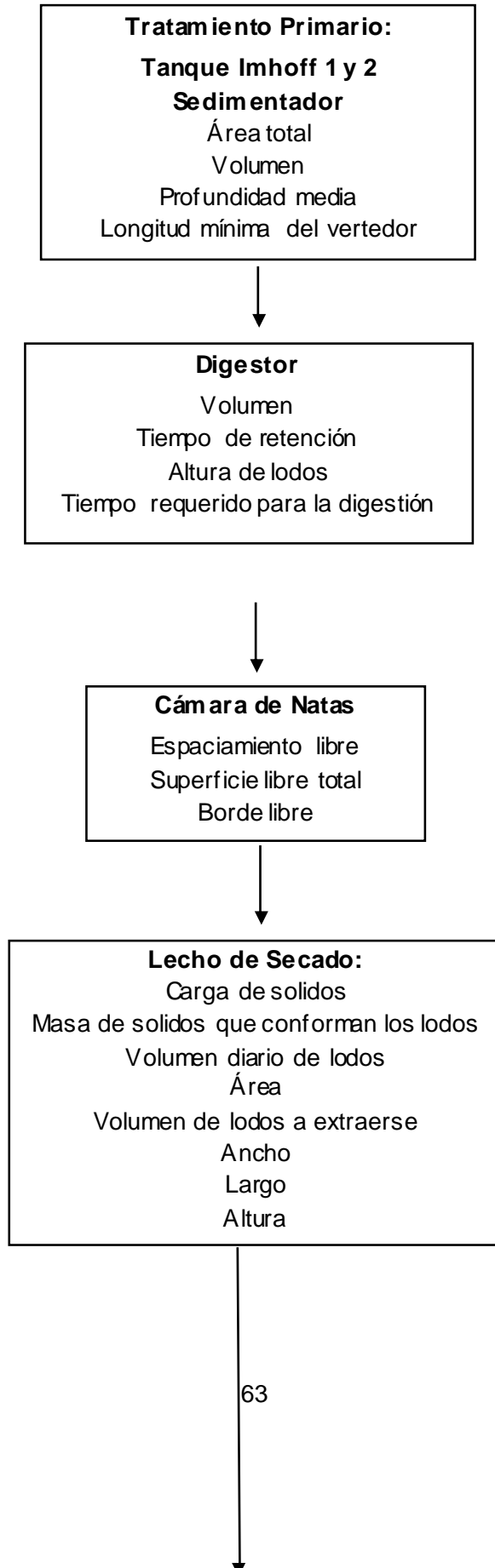
Para el diseño de la PTAR se tuvieron en cuenta las expresiones abordadas en el resumen del capítulo 1 y 2 que se adecuan al tipo de planta diseñada.

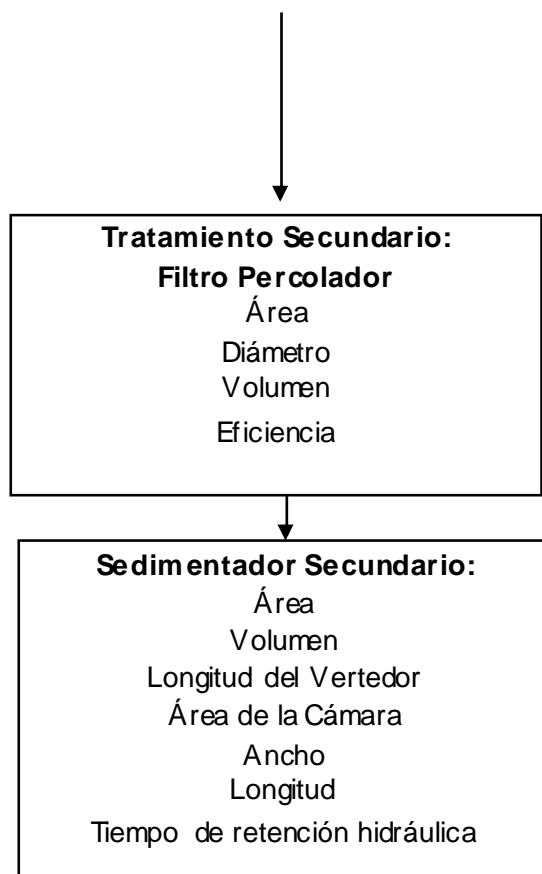
Se muestran también los resultados obtenidos en el diseño de la planta de manera que se aproveche el área que ocupa. Se presenta una secuencia de pasos que permiten el mejor entendimiento del proceso de diseño realizado y finalmente se determinan los volúmenes de trabajo necesarios para ejecutar esta futura inversión.

3.4.1 Secuencias de paso a través de un diagrama de flujo.

En el siguiente diagrama se propone la secuencia de pasos para el diseño de la PTAR y los resultados para cada órgano en específico la planta ubicada en la zona central de la UCLV.







3.2 Determinación del caudal de la nueva PTAR

Para el diseño de la nueva PTAR se sigue la secuencia de pasos explicada en el capítulo 2, donde la determinación de estos caudales se obtiene a través de las expresiones 2.1 a la 2.3

Los caudales resultantes se presentan en la tabla a continuación:

Tabla 3.1 Resultados de los Caudales

Año	Medio (L/s)	Máximo horario (L/s)	Mínimo (L/s)
2016	4.72	17	1.416

3.3 Diseño de los elementos que conforman la nueva PTAR

- Canal de entrada

A continuación, se muestra los resultados calculados para el canal de entrada de la PTAR en la zona central de la UCLV. Se diseñó por las expresiones 2.4 a la 2.9 explicadas en el capítulo 2. Los datos para lograr estos resultados son:

Dotación de 340 L/hab/d, Según [NC 973]

Población =1500 hab

Gasto de diseño de 0.017m³/s.

Con los resultados calculados por las expresiones mostradas en el capítulo 2 y los datos señalados se obtuvo los resultados expuestos en la tabla siguiente

Tabla 3.2 Dimensiones del canal

Área transversal (m²)	Altura del canal (m)	Velocidad de aproximación de flujo (m/s)	Ancho del canal (m)	Altura de la lámina de agua (m)
0.042	0.50	0.4	0.25	0.20

- Rejillas

Los resultados de las rejillas mostrados a continuación fueron calculados por las expresiones 2.10 y 2.12 mostradas en el capítulo 2, seleccionadas minuciosamente en la bibliografía, en la tabla se muestran los resultados.

Tabla 3.3 Dimensiones de la rejilla

Ángulo (°)	Longitud de barras (m)	Suma de separación entre barras total (m)	Espaciamento o entre barras (m)	Ancho del canal (m)	Velocidad que fluye por los espacios (m/s)	Número de barras total (barras)	Perdidas de carga (m)
45	0.70	0.35	0.025	0.6	0.40	88	4.18×10^{-3}

- **Desarenador**

El diseño del Desarenador fue por las expresiones 2.13 a la 2.23

Tabla 3.4 Dimensiones del Desarenador

Velocidad de Sedimentación (m/s)	Volumen (m³)	Área superficial (m²)	Altura (m)	Velocidad Horizontal (m/s)	Área transversal (m²)	Ancho (m)	Longitud (m)
0.0365	0.51	0.477	1.06	0.026	0.65	0.61	0.77

Se asumirá dos canales de $W_c = 0.62\text{m}$

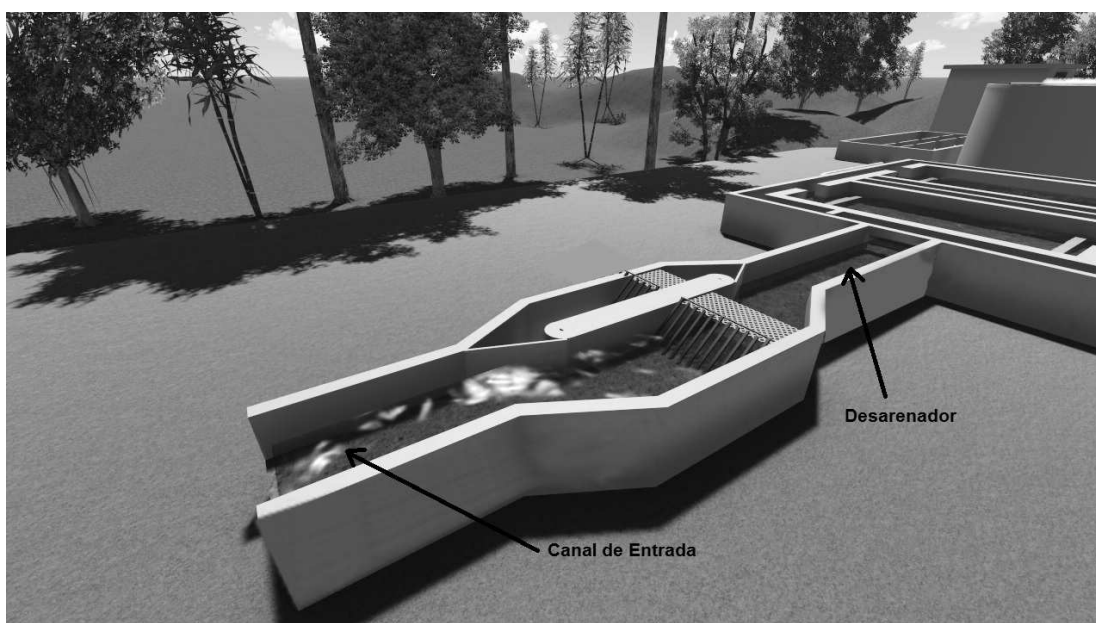


Figura 3.1 Vista en 3D de un canal de entrada, las rejillas y el desarenador

Tanque Imhoff 1 y 2

A continuación, se verán los resultados de los Tanques Imhoff 1 y 2 separados por tres cámaras llamadas:

- Cámara de Sedimentación
- Cámara de digestión
- Cámara de Natas

1) Cámara de Sedimentación

El dimensionamiento de esta cámara fue calculado por las expresiones 2.24 a la 2.27 mostradas en el capítulo 2, fueron calculadas con los datos siguientes:

Gasto de diseño: 0.018688 m³/s

Cs: Numéricamente es igual a la velocidad de asentamiento=0.0013m/s, para diámetros de partículas ($d_p=0.003$ cm), para arenas finas.

Tiempo de retención: 45 min.

Tabla 3.5 Dimensiones del sedimentador

Area (m ²)	Volumen (m ³)	Profundidad media (m)	Longitud mínima del vertedor (m)
13	45.9	3.53	0.24

2) Cámara de Digestión

Para el cálculo de la cámara de digestión se hizo necesario las expresiones 2.28 a la 2.31 del capítulo 2.

A continuación, se muestra los datos para los cálculos de la cámara de digestión.

Factor de capacidad relativa=0.5 (obtenido de la tabla 2.5 del capítulo 2)

Tabla 3.6 Dimensiones del digestor

Volumen de almacenamiento y digestión Vd (m ³)	Tiempo de retención P _R (días)	Volumen de sedimentación Vs (m ³)	Volumen de almacenamiento de lodos Vd (m ³)	Altura de lodos h (m)	Tiempo requerido para la digestión de lodos (días)
52	1	1	15	0.50	30

3) Cámara de Natas

Para la cámara de natas los resultados mostrados en la tabla fueron sacados de [Gastolum Ramos, 2000]

Tabla 3.7 Dimensiones de Cámara de Natas

Espaciamento libre (m)	Superficie libre total	Borde libre (cm)
1,0	30% de la superficie total del tanque	0.30

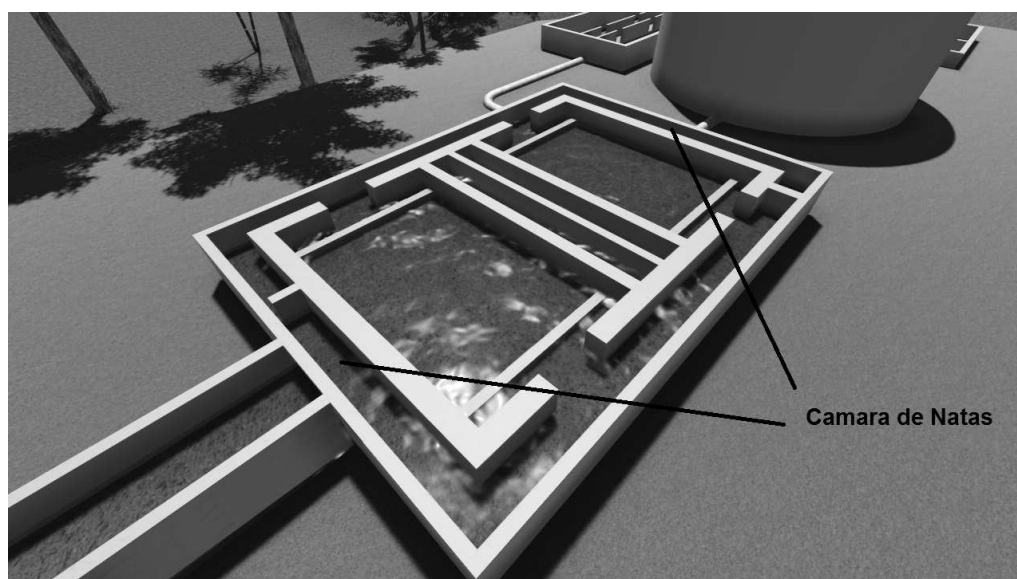


Figura 3.2 Vista en 3D de los Tanques Imhoff

Lecho de secado

Los resultados del Lecho de secado fueron calculados por las expresiones 2.45 a la 2.49 del capítulo 2.

Datos

$S_s = 22 \text{ mg/l}$ (Sólidos en suspensión)

Población=5000 hab

Gasto= $67.27 \text{ m}^3/\text{h}$

$T_d = 30$ días (Tabla 2.6)

Tabla 3.8 Resultados de diseño del Lecho de secado

Carga de sólidos que ingresa al sedimentador en (kg/d)	Masa de sólidos que conforman los sólidos (kg/d)	Volumen diario de lodos digeridos (m^3)	Área (m^2)	Volumen de lodos a extraerse del tanque (m^3)	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)
116.32	20.35	0.195	40	5.87	5	8	0.50



Figura 3.3 Vista en 3D del Lecho de Secado

- **Filtro Percolador**

Los resultados obtenidos para el diseño del Filtro Percolador fueron calculados por las expresiones 2.32 a la 2.36 mostradas en el capítulo 2

Tabla 3.9 Dimensiones del Filtro Percolador

Area real del filtro (m ²)	Diámetro (m)	Volumen neto del filtro (m ³)	Eficiencia en la primera etapa y única
61.2	9	29	0.20

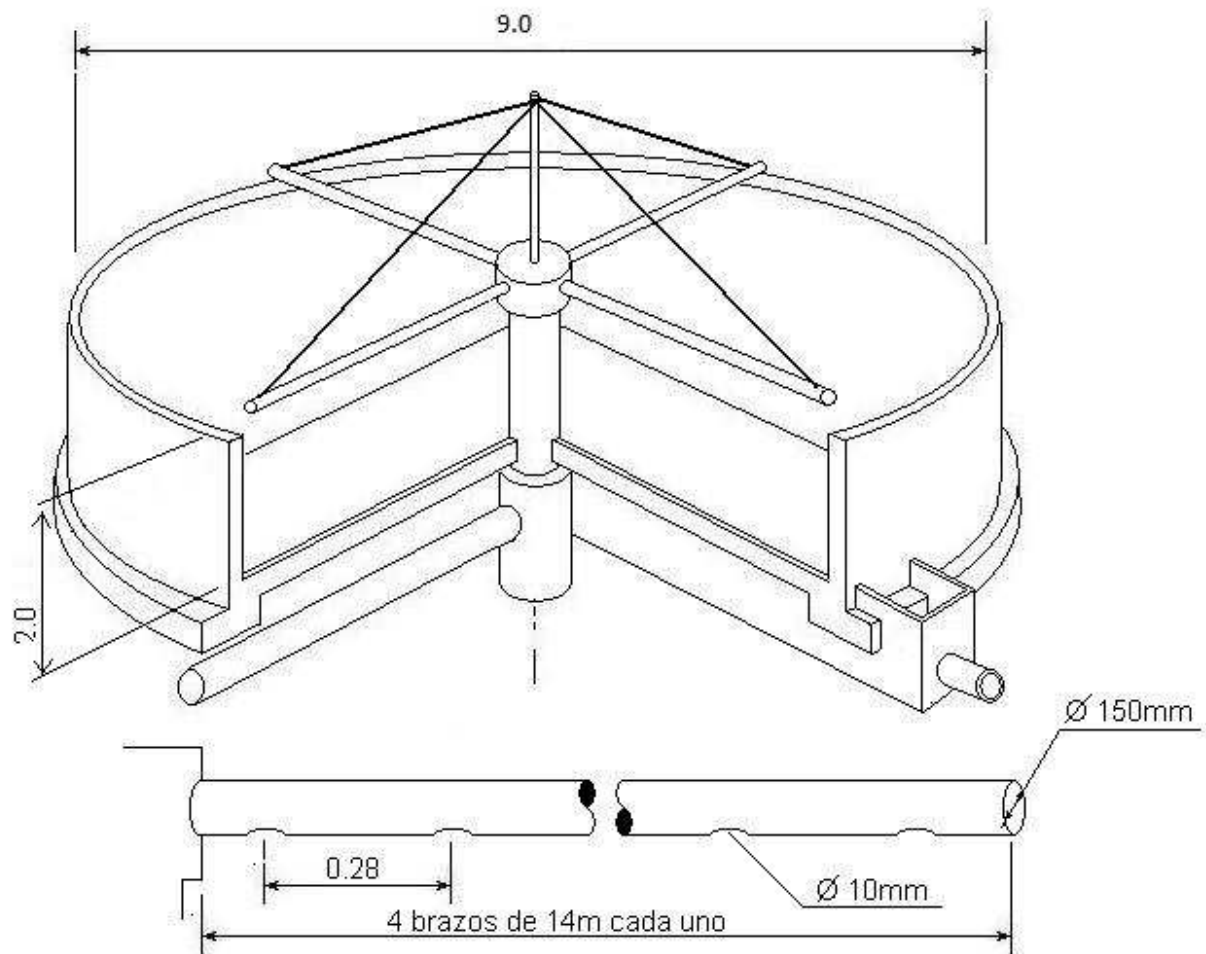


Figura 3.4 vista en 3D de un Filtro Percolador

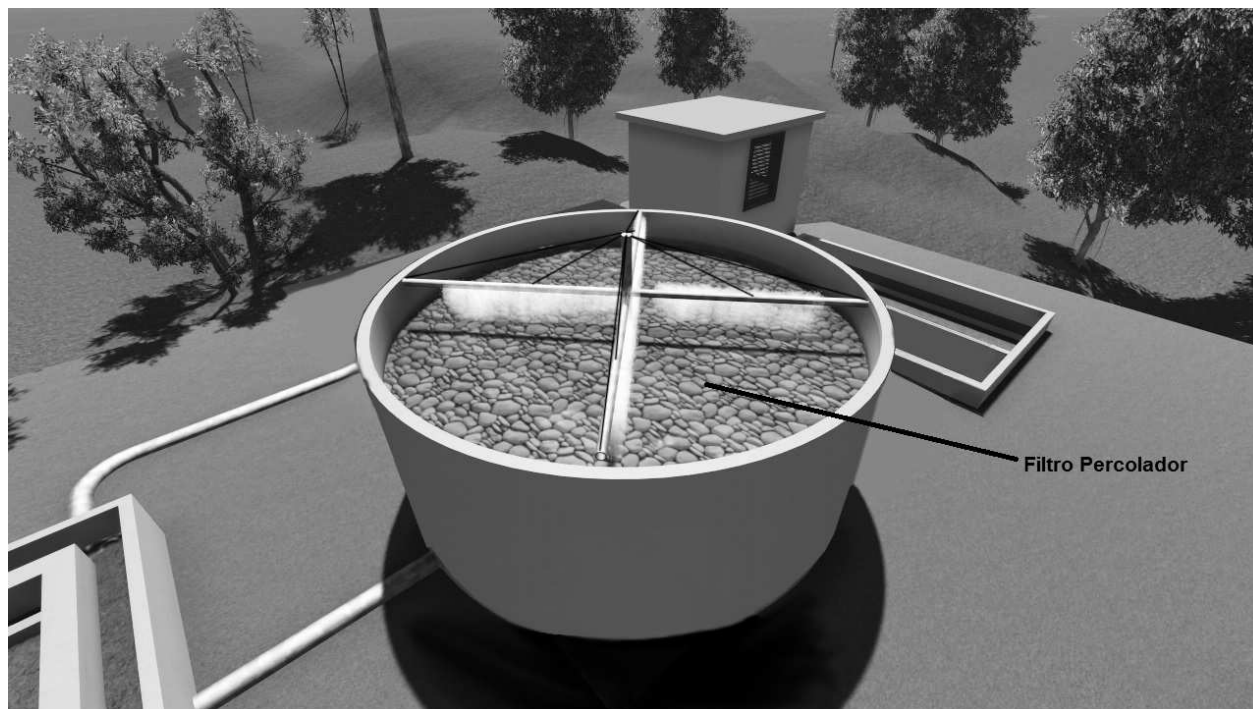


Figura 3.5 Vista en 3D del Filtro Percolador

1. Cálculo del sistema de distribución del Filtro Percolador

- El diámetro de los brazos distribuidores oscila entre 50 y 200mm. Se utilizarán 4 brazos por cada filtro de 150mm de diámetro,
- El diámetro de los orificios oscila entre 6 y 25mm. Se utilizarán orificios de 10mm de diámetro.
- El sistema se moverá por carga hidráulica.
- La distancia entre los orificios extremos en un brazo (a) oscila entre 30 y 100mm, se escogerá 50mm.
- El diámetro de las líneas de alimentación a los filtros oscila entre 150 y 350mm

- **Sedimentador secundario**

Para su diseño fue necesario utilizar las expresiones 2.37 a la 2.44 mostradas en el capítulo 2. El Sedimentador Secundario tiene gran importancia porque es diseñado a continuación de un Filtro Percolador con el objetivo de separar el exceso de biomasa producida por el Filtro.

Datos:

Carga hidráulica: $1.5\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$

Tiempo de retención hidráulica: 2h

Tabla 3.10 Resultados del sedimentador secundario

Area (m^2)	Volumen del sedimentador (m^3)	Longitud mínima del vertedor (m)	Volumen requerido de la cámara (m^3)	Area superficial de la cámara (m^2)	Ancho (m)	Largo (m)	Tiempo de retención hidráulica (min)	Inclinación del fondo (°)
40.8	122.4	0.29	183.6	55.63	5	8	30	55

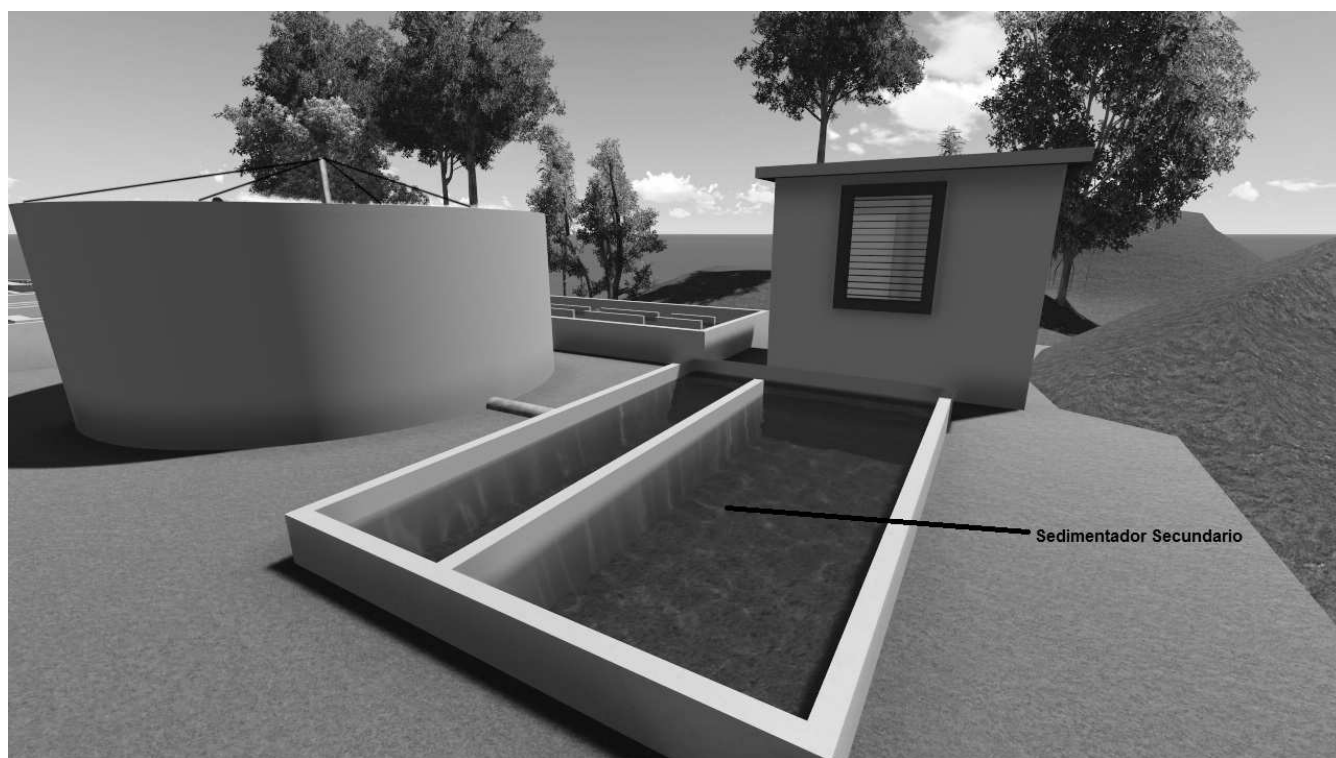


Figura 3.6 Vista en 3D del Sedimentador secundario

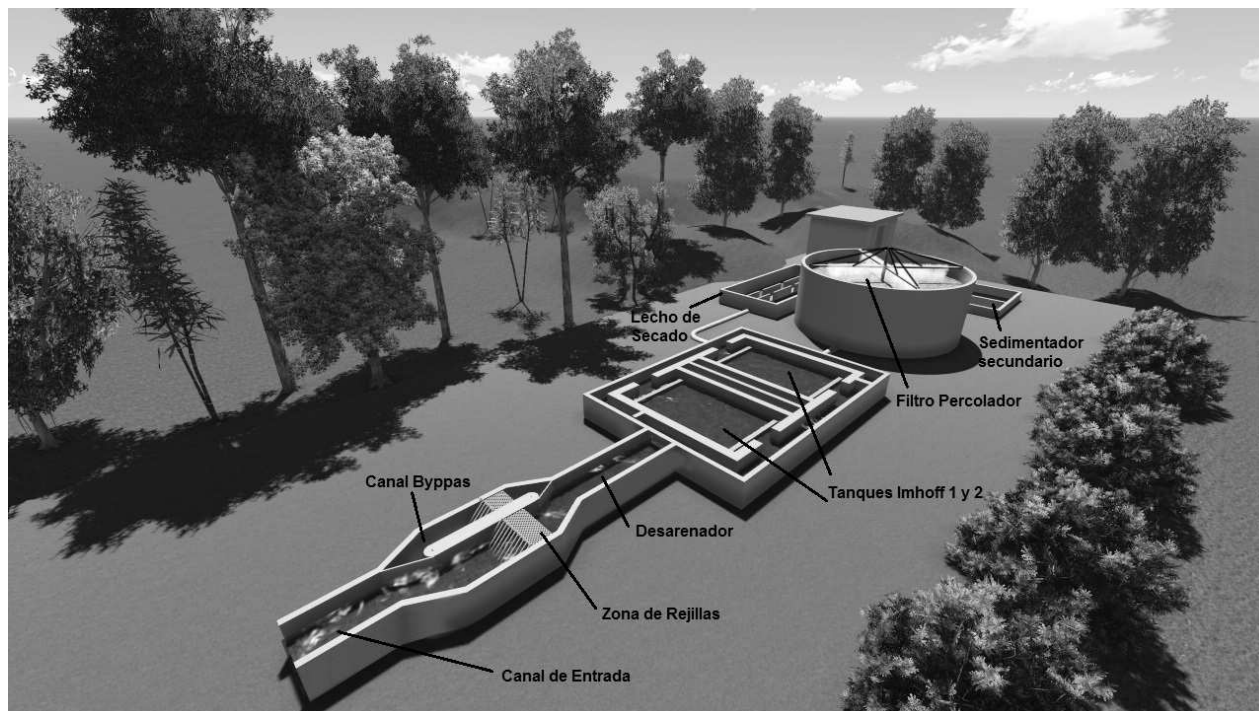


Figura 3.7 Vista en planta de la PTAR nueva de la UCLV.

En los anexos se muestran los cálculos de cada órgano de la planta bien detallados. Si se quisiera cambiar el diseño de esta PTAR solo sería introducir nuevos datos y se haría una planta adecuada para los gastos nuevos calculados.

3.4 Volúmenes de trabajo para la construcción de la nueva PTAR

A continuación, se resumen los volúmenes de materiales para la ejecución de la PTAR diseñada, teniendo en cuenta los principales materiales a utilizar. Para ello se asume un hormigón de 25 MPa de resistencia y espesores mínimos de 20 cm, debiendo verificar para la base de los elementos de mayor volumen dicho valor.

Poner el volumen del objeto de obra con q y calcule para que diera el valor de volúmenes, una columna

Tabla 3.11 Volúmenes para la construcción de la PTAR

Organos de la Planta	Volúmenes de cada órgano (m³)	Volumen de arena (m³)	Volumen de piedra (m³)	Volumen de cemento (kg)
Canal de entrada	1	0.61	0.71	410
Desarenador	0.51	0.20	0.23	131.20
Tanque Imhoff ₁	5	3.05	3.55	2050
Tanque Imhoff ₂	5	3.05	3.55	2050
Lecho de secado	4	2.44	2.84	1640
Filtro Percolador	6	3.66	4.26	2460
Sedimentador Secundario	7	4.27	4.97	2870
Total	28.51	17.39	20.24	1168.10

Tabla 3.12 Materiales para encofrado

Encofrado (m²)	Volumen de encofrado (m³)	Madera auxiliar (m³)	Puntillas (kg)	Total (m³)
200	4.73	1.89	64	6.62

3.4.2 Listado de actividades para la ejecución de la PTAR

A continuación, se muestra el listado de actividades necesarias para diseñar una PTAR. Se presentan las principales actividades a realizar, y no se incluyen los costos de las mismas teniendo en cuenta la variabilidad de los mismos.

- 1) **Desbroce y Descortezado**
- 2) **Replanteo Preliminar**
 - Replanteo del canal
 - Replanteo del Desarenador
 - Replanteo del Tanque Imhoff
 - Replanteo del Lecho de Secado
 - Replanteo del Filtro Percolador

- Replanteo del sedimentador secundario

3) Replanteo definitivo

4) Excavación de foso para la construcción del:

- Canal de entrada
- Desarenador
- Tanque Imhoff
- Lecho de Secado
- Filtro Percolador
- Sedimentador Secundario

5) Encofrado de:

- Canal de entrada
- Desarenador
- Tanque Imhoff
- Lecho de Secado
- Filtro Percolador
- Sedimentador Secundario

6) Elaboración y colocación de acero

7) Hormigonado de:

- Canal de entrada
- Desarenador
- Tanque Imhoff
- Lecho de Secado
- Filtro Percolador
- Sedimentador Secundario

8) Desencofrado

9) Colocación de conexiones entre órganos que está conformado la planta

10) Rehincho

11) Siembra de plantas

Nota: varias de estas actividades se pueden solapar, lo que reduciría el tiempo de ejecución de la obra.

- Determinación de las Bombas Sumergibles

A continuación, se dará información de las bombas obtenidas para la estación de bombeo y el traslado de los lodos del tanque Imhoff al lecho de secado. En la estación de bombeo se

eligieron dos bombas sumergibles una en reserva y otra en funcionamiento. En la tabla siguiente se observan los datos para su cálculo.

Tabla 3.13 Datos para el cálculo de las bombas

Datos	Longitud (m)	Pérdidas de codo (h_c)	Pérdidas de retención (h_{ret})	Pérdidas de salida (h_s)	Pérdidas de cuña ($h_{cuña}$)	Velocidad (m/s)	Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)
Bombas 1 y 2	200	0.6	0.28	0.04	0.0054	1	160	147.6
Bomba 3	5	0.15	0.28	0.04	0.0054	1	160	147.6

Bombas (3 más 1 de reserva) As 0841 D

Tabla 3.14 Resultados de la Obtención de las Bombas

Datos	Gasto (L/s)	Carga (m)	Rendimiento hidráulico (%)	Altura de Impulsión (m)	Potencia del Motor (KW)
2 Bomba	17	4.1	42.2	2.059	1.6
1 Bomba	17	1.27	36.09	1.66	-

En los anexos se muestran los cálculos para la obtención de las bombas.

3.5 Conclusiones parciales.

Una vez realizada el diseño de la PTAR se arribó a las siguientes conclusiones:

1. Se puede aprovechar el espacio físico de la actual PTAR en la construcción de una nueva que satisfaga los requerimientos de diseño.
2. En caso que se desee el diseño de una nueva PTAR es necesario modificar los datos iniciales de Población para obtener nuevos resultados.
3. Con los volúmenes de material y de trabajo de la nueva planta puede realizarse la inversión de la nueva PTAR.
4. El trabajo de diseño realizado no tiene una única variante, por lo que pudieran existir otras vías, quizás más económicas que la presentada.

Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones.

En este trabajo han sido investigados los problemas relacionados con la PTAR de la UCLV. A continuación, se hace énfasis en aquellas conclusiones que contienen el aporte más significativo de este trabajo al tema de objeto de estudio.

- 1- Existen insuficiencias en el sistema de tratamiento de las aguas de la UCLV. Lo cual no permite la realización de un tratamiento con calidad de las aguas residuales afectando la composición del río Ochoa.
- 2- Teniendo en cuenta la posible de la dotación a verter en esta planta se hace imprescindible su reparación.
- 3- El resumen de la metodología planteada para el diseño de la PTAR se adecua a las condiciones de la UCLV.
- 4- Los resultados obtenidos en el diseño de la PTAR hacen factible aprovechar el área existente para su construcción.
- 5- Mediante la remoción de sustancias peligrosas para la salud y el medio ambiente, por medio de operaciones unitarias físicas y biológicas, podemos obtener al final del tratamiento un residual poco agresivo para su vertimiento.

Recomendaciones.

No obstante, los resultados obtenidos en esta investigación quedan varios aspectos del diseño de PTAR que deben ser abordados con mayor profundidad. Como recomendaciones y futuras líneas de investigación que continúen la presentada en este trabajo se pueden destacar las siguientes:

- 1- Elaborar el presupuesto real de la rehabilitación de la PTAR.
- 2- Analizar otras variantes de PTAR que puedan asumir todas las aguas residuales de la UCLV y continuar evaluando las redes sanitarias, el comportamiento y estado técnico de la UCLV.

Bibliografía.

Referencia bibliografica.

- 1- from http://www.lacasadecoko.org/depuracion_agua.htm
- 2- (EX-IEEOS). (2000) "Normas para el estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes."
- 3- (OMS-CEPIS), O. m. d. l. s. (1981). "Proyecto de desarrollo tecnológico de las instituciones de abastecimiento de agua potable y alcantarillado: Tratamiento Preliminar."
- 4- A., M. A. V. (2009). "Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales."
- 5- Abreu, I. V. A. (1986). Diseño Hidráulico de Plantas de Tratamiento de agua residual.
- 6- Allende, I. (2000). "Diseño hidráulico de plantas de tratamiento para aguas residuales." (Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría (ISPJAE) La Habana).
- 7- Alonso, C. (2004). "Saneamiento y depuración de aguas residuales urbanas."
- 8- Babbitt, H. E (1961) "Alcantarillado y tratamiento de Aguas Negras."
- 9- Babbitt, H. E, Baumann, ER (1983). Alcantarillado y Tratamiento de aguas negras.
- 10- Baird, C. (2001). "Química Ambiental." (Editorial Reverté S-A., Barcelona).
- 11- Bourgeois-Gavardin, J. (1985). Contribution á l'histoire du nettoyage urbain au
- 12- BRIGAND Sylvain, L. V. (2008).
- 13- Bueno, J. (1996) "Contaminación e Ingeniería ambiental."
- 14- CAICEDO, K.A.B.B.Y.D.L.L.(2010) "Diseño Hidráulico de la Planta de Tratamiento de Aguas."
- 15- Calderón, C. (2004) "Etapas de Tratamiento de aguas Servidas."
- 16- CASTILLO, L. E. B. and J. L. S. TORRES (2010). Estudio, diseño y selección de la tecnología adecuada para tratamiento de aguas residuales domésticas para poblaciones menores a 2000 habitantes en la ciudad de
- 17- Gonzanamá tesis de grado, La Universidad Católica de Loja.
- 18- Col, B. y. (1997) "Contaminación e ingeniería ambiental."
- 19- Construcciones, R. n. d. (1997) "Planta de Tratamiento de Aguas Residuales."
- 20- D.C, B. (2000). "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES."
- 21- Degremont (1979). Water Treatment Handbook. Francia.
- 22- DENACAL (1976). "Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas."
- 23- Díaz, B. R. (1987). "Tratamiento de aguas y aguas residuales." (Ciudad de la Habana. Cuba).
- 24- Echarrri, P. L. (1998) "Ciencias de la Tierra y del Medio Ambiente."
- 25- Eddy, M. (1996). "Ingeniería de las Aguas Residuales."
- 26- Eddy, M. a. (1995) "Tratamiento Vertido y Reutilización."
- 27- Enrique Cesar Valdez, A. B. V. G. (2003). Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales. A. C. FUNDACION ICA. México, FUNDACION ICA, A.C.
- 28- Enrique Ortega de Miguel, Y. F. M., Juan José Salas Rodríguez, Carlos Aragón Cruz, Álvaro Real Jiménez (2010). "Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones."
- 29- Enríquez, J. C. (1988). Remoción orgánica de contaminantes en tratamientos por infiltración aplicada al terreno maestría, Monterrey N. L. México.
- 30- Fair, G., Okún (2001). "Purificación de Aguas y Tratamiento de Aguas Residuales. ."

- 31- Forero, I. R. S. (1985) "Lagunas de estabilización y otros sistemas simplificados para el tratamiento de aguas residuales."
- 32- García J., B. A., Mujeriego R., Freixes A., y Peñuelas G. (2001) "Wastewater treatment by pond systems."
- 33- Gastelum Ramos, E. "Teoría de los procesos de tanque Imhoff."
- 34- Germain, L. (1982) "Tratamiento de aguas."
- 35- Gómez Fernández, E. (1999). "Caracterización y depuración de aguas residuales."
- 36- Gómez, M. G. (2001). "Manual de diseño para plantas de tratamiento de aguas residuales alimenticias." Departamento de fenómenos de transporte.
- 37- Harold E. Babbitt (1961). "Alcantarillado y tratamiento de Aguas Negras."
- 38- Hernández León, M. (1989). "Estudio, Diseño y Plan de Funcionamiento de un Filtro Verde para la Depuración de Aguas Residuales del Núcleo Urbano de Mas de Las Matas (Teruel)."
- 39- <http://www.elergonomista.com/saludpublica/residuales.htm>.
- 40- Ing. Sáenz Forero, R. "Predicción de la Calidad del Efluente en Lagunas de Estabilización".
- 41- J., C. (1986). Fundamentos teóricos de algunos procesos para la purificación de aguas residuales.
- 42- Jenny Milena Lizarazo Becerra, M. I. O. G. (2013). "Sistemas de Plantas de tratamiento de aguas Residual en".
- 43- Limusa-Noriega (1990). "Manual de tratamiento de aguas negras." (Departamento de sanidad del estado de Nueva York).
- 44- Machado., Y. P. (2005). Caracterización y Estudio de la Planta de Tratamiento de Residuales Líquidos de la Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas. trabajo de diploma, Universidad Marta Abreu de las Villas.
- 45- McGraw -Hill (2000). "Aguas residuales en pequeñas poblaciones."
- 46- MECÍAS, I. P. B. (2012) "Diseño del Sistema de Tratamiento de Aguas residuales de las Etapas Ribera y Curtido para la Tenería San José."
- 48- Metcalf-Eddy (1985). evacuación y reutilización de las aguas residuales, Ingeniería Sanitaria tratamiento.
- 49- Muñoz, H. A. (1992). "Depuración de aguas residuales." (Tercera Edición. Colección Senior número 9. Colección de texto.).
- 50- OS.090, N. (1990). "Plantas de Tratamientos de Aguas."
- 51- Paz, R. E. E (2010). " Plantas de Tratamientos de Aguas en San José de Miraflores."
- 52- Ramalho, R. S. (1996). "Tratamiento de aguas residuales."
- 53- Ramírez, C. (1992) "Tratamiento de aguas residuales industriales."
- 54- Ramos, E. G. Teoría de los procesos de tanque Imhoff.
- 55- Romero Rojas, J. A. (1994) "Lagunas de estabilización de aguas residuales."
- 56- Serrano, L. (1997). "Las aguas residuales y su tratamiento." ERCA. México.
- 57- Vernaldo, S. (2000) "Tratamiento de Aguas Residuales."
- 58- Yasmina Ferrer Medina, E.O.D.M. y. J.J.S.R. (2012). "Tendencias actuales en las tecnologías de tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas."

Anexos

Diseño Hidráulico de la PTAR en la zona central de la UCLV.

Para diseñar una planta lo primero que se halla son los caudales con el cual se diseña.

1- Caudales Mínimo, Medio y Máximo horario

- Gasto medio

Datos

Poblacion:1500 hab

Dotacion:340 L/hab*d

$$Q_{med} = \frac{0.02 \cdot Pobl \cdot Dot}{86400} = \frac{0.02 \cdot 1500 \cdot 340}{86400} = 4.72 \text{ L/s}$$

- Gasto mínimo de aguas residuales

Se calcula el gasto mínimo por la expresión del capítulo 2, con los datos mostrados anteriormente.

$$Q_{min} = K_1 \cdot Q_m = 0.3 \cdot 4.72 = 1.416 \text{ L/s}$$

- Gasto máximo de aguas residuales (Q_{max})

El gasto máximo se calcula por la expresión mostrada del capítulo 2

$$Q_{max} = K_1 + K_2 \cdot Q_m = 1.5 + 2.4 \cdot 4.72 = 17 \text{ L/s}$$

2- Canal de entrada

Calculo del Área

$$Q = Vel \cdot A$$

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.49 \text{ m/s}} = 0.042 \text{ m}^2$$

Para un ancho de canal de $b=25\text{cm}$; 0.25m , la altura de la lámina sería:

$$A = y \cdot B$$

$$y = \frac{A}{B} = \frac{0.042m^3}{0.25m} = 0.17m = 0.20 = 20cm =$$

Calculo de bg (suma de las separaciones entre barras), asumiendo una separación entre barras de 2.5cm

$$b = \left(\frac{bg_1}{25} - 1 \right) * (x + y) + e$$

$$250 = \left(\frac{bg_1}{25} - 1 \right) * (12.7 + 25) + 25$$

$$\frac{250 - 25}{32.7} = \left(\frac{bg_1}{25} - 1 \right)$$

$$5.97 = \frac{bg_1}{25} - 1$$

$$5.98 + 1 = \frac{bg_1}{25}$$

$$6.98 * 25 = bg_1$$

$$174.2 = bg_1$$

$$175mm = bg_1$$

$$bg_{TOT} = 350mm = 0.35m$$

La longitud de las barras será:

$$L = \frac{h}{\sin \alpha} = \frac{0.50}{0.70} = 0.70m$$

Como se diseñarán dos canales en la zona de rejillas, el ancho de cada uno será 0.60m, trabajando uno continuamente y otro en bypass.

Calculo de área neta:

$$A_{\text{netal}} = L \cdot b_g = 0.70 \cdot 0.175 = 0.123 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{netalTOT}} = 0.246 \text{ m}^2$$

Velocidad que fluye a través de los espacios de las rejillas:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.042 \text{ m}^2} = 0.41 \text{ m/s}$$

La velocidad debe de estar 0.30 m/s y 0.40 m/s

La velocidad cumple

Calculo del número de barras necesarias para las rejillas de cada canal:

$$N^{\circ} = \frac{B-W}{W} = \frac{0.6-0.025}{0.025} = 11 \text{ barras} = 11 \cdot 2 = 22 \text{ barras}$$

$$N^{\circ}_{\text{TOT}} = 88 \text{ barras}$$

Comprobación de las pérdidas de carga por [Kirchner, 1926]:

$$h_c = \beta + \left(\frac{a}{W} \right)^4 \cdot \frac{V^2}{2g} \times \sin \alpha$$

$$h_c = 1.79 + \left(\frac{0.0125}{0.025} \right)^4 \cdot \frac{0.41^2}{2 \cdot 9.81} \times \sin 45$$

$$h_c = 4.18 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

3- Calculo del Desarenador

Datos

$$g = 9.81$$

$$v = 1.01 \cdot 10^{-6}$$

$$d = 2 \cdot 10^{-4}$$

$$V_s = \left(\frac{K}{1.8 \times v_s} \right) \cdot (s - 1) d^2$$

$$V_s = 539603.94 * (2.65 - 1) * (2 * 10^{-4})^2 = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calculo del Volumen

$$\text{Vol} = Q * t = 0.017 * 30 \text{ s} = 0.51 \text{ m}^3$$

Calculo del Área superficial

$$A_s = \frac{Q}{C_s} = \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.326 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{d}} = 0.477 \text{ m}^2$$

Calculo de la altura

$$h = \frac{V}{A_s} = \frac{0.51 \text{ m}^3}{0.477 \text{ m}^2} = 1.06 \text{ m}$$

Calculo del ancho

- Calculo de la velocidad horizontal

$$V_d = \left[\left(0.1 * K * g * \frac{d}{f} \right) * (s - 1) \right]^{1/2} = (3.139 * 6.66 * 10^{-3} * 1.204)^{1/2} = 0.026 \text{ m/s}$$

- Área transversal

$$A_t = \frac{Q}{V_d} = \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.026 \text{ m/s}} = 0.65 \text{ m}^2$$

- Ancho

$$W = \frac{A_t}{h} = \frac{0.65}{1.06} = 0.61 \text{ m}$$

- **Calculo de la longitud**

$$L = \frac{As}{W} = \frac{0.477}{0.61} = 0.77\text{m}$$

Se asumen dos canales de $W_c=0.30\text{m}$

- **Diseño del vertedor proporcional en la cámara desarenadora para mantener constante la velocidad del flujo.**

$$Q = c \cdot b(2 + \frac{a}{b} + a)^{0.5} \cdot (h - \frac{a}{3})$$

Despejando b de la expresión anterior se obtiene la siguiente formula:

$$b = \frac{Q}{c(2 + \frac{a}{b} + a)^{0.5} \cdot (h - \frac{a}{3})}$$

Donde

$$Q=0.017\text{m}^3/\text{s}$$

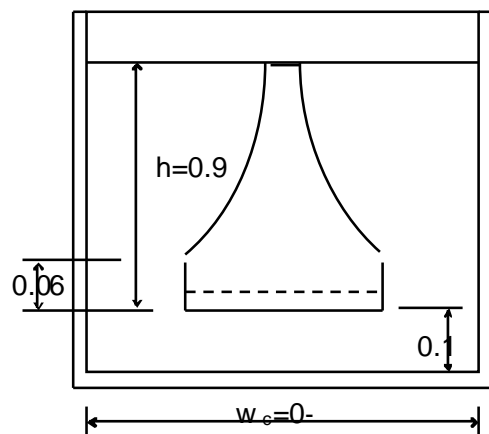
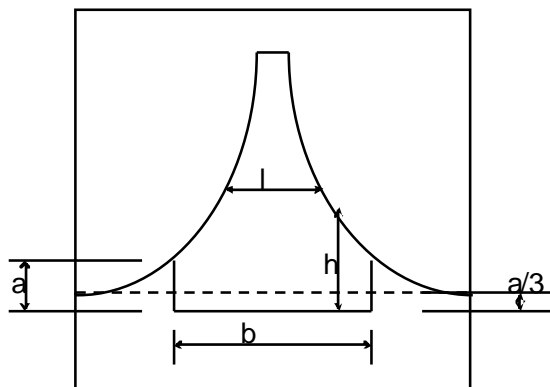
$$c=0.61$$

$$a=0.06$$

$$H=H_0+0.1=1.06-0.1=0.96\text{m}$$

$$g=9.81$$

$$b = \frac{0.017}{0.61 \cdot 1.06 \cdot 0.94} = 0.30\text{m}$$



4- CALCULO DEL TANQUE IMHOFF

- **Área del Sedimentador:**

$$A_s = \frac{Q_p}{U_s} = \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.0013 \text{ m/s}} = 13 \text{ m}^2$$

Cs= Numéricamente es igual a la velocidad de asentamiento=Vs=0.0013m/s, para un diámetro de partículas 0.03cm para arenas finas.

- **Volumen del sedimentador**

$$R = \text{tiempo de retencion} = 4 \text{ min} = 0.07 \text{ h}$$

$$V_s = Q_p \times R = 0.017 \text{ m}^3/\text{s} \times 2700 \text{ s} = 45.9 \text{ m}^3$$

- **Profundidad media del sedimentador**

$$h = \frac{V_s}{A_s} = \frac{45.9 \text{ m}^3}{13 \text{ m}^2} = 3.53 \text{ m}$$

- **Longitud mínima del vertedor**

$$L_v = \frac{Q_{max}}{c_{hv}} = \frac{61.1 \text{ m}^3/\text{s} \times 1.2}{200 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{d}} = 0.24 \text{ m}$$

- **Diseño del vertedor**

a)- Volumen de almacenamiento y digestión

$$V_d = \frac{V_{deBiolodo}}{1000} = \frac{52500}{1000} = 52.5 \text{ m}^3$$

b)- Tiempo requerido para la digestión de lodos

$$t_r = 30 \text{ días}$$

Cada 30 días se debe retirar los lodos, menos en la estación que se debe considerar el doble de tiempo

c)- Tiempo de retención

$$P_R = 1.5 - 0.3 \times \log(P \times 0.2) = 1.5 - 0.3 \times 2.47 = 0.75 = 1 \text{ día}$$

d)- Volumen de sedimentación

$$V_s = 10^{-3} (P_{cb} \times 0.2) + P_k = 1 \text{ m}^3$$

e)- Volumen de almacenamiento de lodos

$$V_d = Q \times P_{ob} \times N \times 10^{-3} = 10 \text{ L/kab} \times 1500 \times 1 \times 10^{-3} = 15 \text{ m}^3$$

5- Lecho de secado de lodos

- Carga de sólidos que ingresa al sedimentador

$$C = Q \times S_s \times 0.0064 = 61.2 \text{ m}^3/\text{h} \times 22 \text{ mg/L} \times 0.0064 = 116.32 \text{ kg/L}$$

- Masa de solido que conforman los lodos

$$M_{sd} = (0.5 \times 0.7 \times 0.5 \times C)$$

$$M_{sd} = (0.5 \times 0.7 \times 0.5 \times 116.32) = 20.35 \text{ kg/d}$$

- Volumen diario de lodos digeridos

$$V_{ld} = \frac{M_{sd}}{\text{plodo}(\% \text{ de solido})} = \frac{20.32 \text{ kg/d}}{1040(10/100)} = 195.0 \text{ L/d} = 0.399 \text{ m}^3/\text{d}$$

- Volumen de lodos a extraerse del tanque

$$V_{ol} = \frac{V_{ld} \times d}{1000} = \frac{195.7 \times 30}{1000} = 5.87 \text{ m}^3$$

- Área del lecho de secado

$$A_{ls} = \frac{V_{ol}}{H_s} = \frac{5.87}{0.8} = 7.34 = 40 \text{ m}^2$$

6- Calculo del Filtro percolador.

- Calculo del Área

$$A_f = \frac{Q_2}{U_2} = \frac{51.2 \text{ m}^3/\text{h}}{1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}} = 51.2 \text{ m}^2$$

- Calculo del diámetro

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 51.2 \text{ m}^2}{\pi}} = 8.02 = 9 \text{ m}$$

- Asumiendo un Volumen de filtro 58m³

Si la relación de vacíos para filtro de roca en este caso piedra de rio pequeña, es de 50 %

- Volumen neto será igual

$$V = 58 \text{ m}^3 \cdot 0.5 = 29 \text{ m}^3$$

Asumiendo una profundidad de 2m

- Calculo de la eficiencia se hará por la ecuación del NRC, para filtros primeros o de una etapa.

$$E_1 = \frac{1}{1 + 0.442 \cdot \sqrt{\frac{W}{V \cdot F}}} \quad E_1 = \frac{1}{1 + 0.442 \cdot \sqrt{\frac{301.10}{29 \cdot 1}}} = 0.41$$

$$R=1$$

$$F_1 = 1$$

$$W = DBC \cdot Q_m = 0.205 \text{ kg/m}^3 \cdot 1468.8 \text{ m}^3/\text{d} = 301.10 \text{ kg/d}$$

Tiene una sola etapa por no tener recirculación

- Tiempo de retención

$$T_R = \frac{V}{Q} = \frac{29 \text{ m}^3}{1468.8 \text{ m}^3/\text{d}} = 0.019 \text{ d} = 2/\text{min}$$

7- Calculo del sedimentador secundario

La carga superficial debe de estar entre 25-40m³/m²*d (1.04-1.66m³/m²*h)

Tiempo de retención hidráulica 2h

Velocidad máxima: 0.08m/s

Profundidad = 1.5-4.5m

- **Calculo básico del sedimentador**

- **Calculo del área; As (m²)**

$$A_s = \frac{Q_p}{C_s} = \frac{61.2 \text{ m}^3/\text{h}}{1.5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}} = 40.8 \text{ m}^2 \quad C_s = 1.5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$$

- **Volumen del sedimentador, Vs (m³)**

$$V_s = Q_p \cdot R = 61.2 \cdot 2 = 122.4 \text{ m}^3$$

$$R = 2h$$

- **Longitud mínima del vertedor de salida, Lv (m)**

$$L_v = \frac{Q_{max}}{C_{hv}} = \frac{61.2 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 1.25}{250 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}} = 0.30 \text{ m}$$

$$C_{hv} = 250 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

- **Calculo del volumen requerido de la cámara**

$$V_{rq} = V_s \cdot C_{vf} = 122.4 \cdot 1.5 = 183.6 \text{ m}^3$$

$$C_{vf} = 1.5$$

- **Calculo del área superficial de la cámara**

$$A_{st} = \frac{V_{ret}}{Hf} = \frac{153.4m^3}{3.3m} = 46.48m^2$$

- **Ancho del sedimentador**

$$Am = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{46}{2}} = 4.47 = 5m$$

- **Largo del sedimentador**

$$Lg = \frac{A}{Am} = \frac{46}{5} = 9m$$

- **Tiempo de retención hidráulica**

$$Trh = \frac{Q}{V} = \frac{61.5m^3/h}{122.2m^3} = 0.5h = 30min$$

- **Estación de Bombeo**

Datos

Q=17L/s

Diferencia de altura=2m

$$HR = \left(\frac{27.766452 \times Q}{C_{vd} d^{2.44}} \right)^{1.05105} \times 1. = \left(\frac{27.766452 \times 0.017}{45 \times 147.6^{2.44}} \right)^{1.05105} \times 200 = 1.25m$$

$$V = \frac{4 \times 0.017m^3/s}{3.14 \times 0.1476^2} = 0.99m/s$$

$$Q = V \times A$$

$$A = \pi \times d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{Q}{\pi \times V}} = \sqrt{\frac{0.017m^3}{3.14 \times \frac{0.99}{s}}} = 0.14m = 140mm$$

$$d1 = 147.6mm$$

$h_{rot} = 0.28$ este valor se sacó del catálogo tecofi de bombas

$$h_{curva} = 0.11 * \frac{v^2}{2g} = 0.11 * \frac{0.39^2}{19.62} = 0.0054m$$

h

$$h_{codo} = K * cantidad\ de\ codos$$

$$h_{salidas} = 1 * \frac{v^2}{2g} = 1 * \frac{0.39^2}{19.62} = 0.04$$

$$HB = 2 + 1.25 + (0.28 + 0.0054 + 0.03 + 0.04) = 3.6m$$

Tomando una seguridad de 0.5m HB=4.1

Para la tercera bomba se realiza el mismo procedimiento con los datos siguientes:

Datos

Q=17L/s

Longitud de tubería=5m

Cantidad de codos=1

Diferencia de altura=0.5m