



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**FILTRACIÓN COMBINADA ANAEROBIA PARA EL
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES**

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO

CIVIL

P R E S E N T A

ALAIN ALFREDO ÁLVAREZ ESTRADA

DIRECTOR DE TESIS:

DR. OSCAR GONZÁLEZ BARCELÓ



**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM**

MÉXICO, D.F.

2006

Índice

Índice	1
Introducción	3
Resumen	7
1. Búsqueda de información bibliográfica	10
1.1. Proceso de metanogénesis	10
1.2. Filtración rápida en arena	23
1.3. Filtración combinada	37
2. Objetivos y alcances	50
2.1. Objetivo general	50
2.2. Objetivos particulares	51
2.3. Alcances	51
3. Metodología	52
3.1. Caracterización del material filtrante (tezontle)	52
3.1.1. Observación al microscopio para medición del diámetro de poro	54
3.1.2. Determinación de propiedades físicas de las piezas de tezontle	56
3.1.2.1. Peso específico	58
3.1.2.2. Densidad relativa	58
3.1.2.3. Porosidad, índice de huecos y compacidad	59
3.1.2.4. Grado de saturación y humedad natural	61
3.1.2.5. Número de piedras dentro del reactor piloto	62
3.1.2.6. Características granulométricas	63
3.1.2.7. Determinación del área específica del lecho filtrante	67
3.1.3. Obtención del volumen de vacíos del tezontle empacado (material filtrante) en el reactor	71
3.2. Diseño y acondicionamiento del reactor	74
3.2.1. Sistema de aire para retrolavado	77
3.2.2. Sistema de agua para retrolavado	79
3.2.3. Sistema de alimentación de aguas residuales	79
3.2.4. Sistema de toma de muestra influente y efluente	80
3.3. Diseño de experimentación	83
3.3.1. Operación de filtrado	83
3.3.2. Operación de retrolavado	84
3.3.3. Programa experimental	85
4. Resultados	86
4.1. Determinaciones en sitio	87

4.1.1. Temperatura	87
4.1.2. Ph	90
4.2. Determinaciones en laboratorio	94
4.2.1. Sólidos suspendidos totales (SST) y volátiles (SSV)	94
4.2.2. Demanda química de oxígeno (DQO) total y sobrenadante	97
4.2.3. Metano	104
4.2.4. Nitrógeno amoniacal	106
4.2.5. Fosfatos	108
4.3. Interpretación de resultados	111
4.3.1. Remoción de DQO total	111
4.3.2. Remoción de sólidos suspendidos totales (SST)	113
4.2.3. Producción de gas metano	114
5. Conclusiones	115
6. Referencias bibliográficas	117

Introducción

Uno de los tantos problemas con que la humanidad se ha topado en su larga historia y que actualmente se ha acrecentado más y más es el referido a la contaminación del agua, aire y suelo; elementos que constituyen el conjunto vital de nuestra supervivencia. En México dicho problema es aún más grave pues no había existido un interés real por prevenir y controlar el estrago que la contaminación trae consigo. La preocupación imperante que en la mayoría de los mexicanos existía era eliminar de una forma rápida, sencilla y sin costo los desechos producidos; es evidente que ello no constituye un proceso ideal de control, si no, sencillamente, del arrojado inconsciente de contaminantes a la atmósfera, ríos, lagos, suelo, etc. y esto se da desde nuestro modesto hogar hasta la más compleja y enorme industria. Es difícil y triste aceptar, que en nuestro país, la solución de muchos problemas se presenta o se trata de realizar hasta que la situación es casi irreversible.

La tecnología que actualmente se utiliza en México para el control de la contaminación, es en su mayoría, importada, y se afirma que la situación de crisis que prevalece hace muy costosa desarrollarla. Sin embargo, debería pensarse que elaborar tecnología propia no es competir con otros países si no poder controlar y tratar la contaminación con recursos propios, sin pagar regalías por importación. Esto en un futuro sería más rentable.

La problemática del agua abarca desde la falta del líquido hasta la producción de aguas de desecho. Un enfoque para remediar este problema es reusar las aguas después de un tratamiento para ahorrar agua potable y controlar la contaminación. Uno de los usos más fáciles de agua tratada es el riego de áreas verdes.

La aplicación de procesos biológicos en el tratamiento de desechos orgánicos se remonta al siglo pasado, cuando sistemas rústicos como la fosa séptica comenzaron a ser utilizados para el control de la contaminación y de los riesgos sanitarios asociados. Posteriormente, nuevos procesos fueron desarrollados sobre bases puramente empíricas, como el sistema conocido de lodos activados. Sin embargo, no es hasta mediados del presente siglo que las bases teóricas comenzaron a ser planteadas, al utilizarse los resultados de investigaciones sobre crecimiento bacteriano y fermentaciones. Hoy en día, el avance en el conocimiento de los fundamentos y aplicación de los procesos de biotecnología en general y la necesidad de ejercer cada vez un control más estricto de sobre los efluentes contaminantes, ya sean municipales o industriales.

Para realizar el tratamiento de aguas residuales existen dos clases de procesos: los fisicoquímicos y los biológicos. La combinación de ambos procesos es altamente eficiente en la remoción de los contaminantes, autosuficiente energéticamente y a costos de inversión, operación y mantenimiento muy bajos. Por razones técnicas y económicas, los primeros son aplicados en aguas con contaminantes inorgánicos o con materia orgánica no biodegradable, mientras que los segundos se utilizan cuando los principales componentes contaminantes son biodegradables. De esta manera, y salvo muy contadas excepciones, los desechos líquidos de la industria alimentaria, la agroindustria, algún tipo de petroquímica y farmacéutica, así como las aguas negras municipales, son tratados por vía biológica. Se puede considerar que las reacciones bioquímicas que se llevan a cabo en estos procesos son las mismas que se realizan en el medio natural (río, lago, suelo, etc.), sólo que en forma controlada y a velocidades de reacciones mayores. Es por esta razón que técnica y económicamente, resulta el sistema de tratamiento más adecuado para este tipo de desechos.

El tratamiento biológico anaerobio es un tratamiento secundario que generalmente se usa para estabilizar los lodos biológicos de las aguas residuales o para el tratamiento de aguas residuales “fuertes” procedentes de industrias con una base biológica, donde los residuos tienen un contenido de materia orgánica comparable a la de los lodos espesados. Los microorganismos son los responsables de llevar a cabo el proceso biológico, y sus características metabólicas determinarán el tipo de aplicación, las ventajas y desventajas del proceso en cuestión. A continuación se presenta un diagrama del flujo de energía de los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales (figura A).

El proceso anaerobio es considerado altamente eficiente en la conservación de la energía. La energía contenida en el metano (CH_4) puede ser utilizada como energía calorífica directamente o transformada a mecánica o eléctrica según las necesidades y posibilidades existentes en el sitio. Los lodos resultantes del proceso anaerobio, además de producirse en menor cantidad, ya están lo suficientemente estabilizados por lo que pueden ser evacuados directamente sin un tratamiento previo.

La desventaja de los procesos anaerobios en relación con los aerobios, tenemos que los efluentes tratados por vía anaerobia pueden requerir un postratamiento, ya que conservan aún cierto contenido de materia orgánica y no tiene oxígeno disuelto.

El proceso anaerobio puede generar ingresos netos, mediante la recuperación del biogás producido, cuando el agua residual tiene una alta concentración de materia orgánica,

considerando a este proceso el que puede eventualmente convertir el tratamiento de las aguas residuales, no en una carga, sino en una fuente de ahorro para la industria.

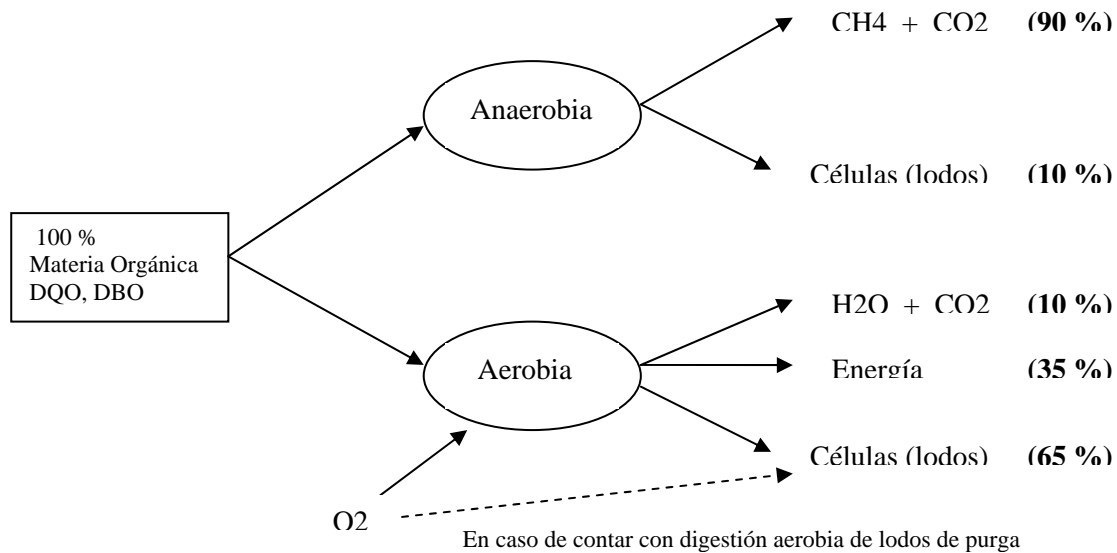


Figura A. Flujo de energía de los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales.

La vía aerobia ha sido hasta la fecha la más utilizada y consecuentemente, la tecnología de los tratamientos aerobios está ya bien establecida, por su parte, la digestión anaerobia estuvo considerada por mucho tiempo como una vía promisorio pero sólo aplicable a contados casos.

Gracias a los esfuerzos de investigación realizados en todos los niveles, desde el fundamental hasta el desarrollo tecnológico ha dado como resultado el surgimiento de la digestión anaerobia como una alternativa de tratamiento seria, confiable y eficiente, en muchos casos superior a los procesos aerobios.

La evolución de la tecnología anaerobia ha dado lugar a tres generaciones de reactores. La primera comprende aquellos procesos en donde la biomasa se encuentra en suspensión; en los de segunda generación, los microorganismos son retenidos en el reactor, ya sea al suministrarles un soporte para que se adhieran en forma de biopelícula, o bien por medio de su sedimentación; los reactores de tercera generación tienen también microorganismos en forma de biopelícula, pero el soporte se expande o fluidifica con altas velocidades de flujo.

Los reactores de segunda generación son los que nos interesan en el desarrollo de la presente tesis. El progreso logrado con este tipo de reactores se manifiesta en tiempos de retención hidráulicas sustancialmente menores, lo que implica una importante reducción en los volúmenes del reactor, y una mayor estabilidad y facilidad en su operación. Esto se logra al retener la biomasa anaerobia dentro del reactor mediante la formación de una película de los microorganismos fijos sobre soportes, o bien por medio de la sedimentación de flóculos microbianos con muy buenas características de decantación, con esto, la limitación provocada por la reducida tasa de crecimiento de las bacterias anaerobias es prácticamente eliminada.

Otras ventajas obtenidas son un cierto grado de resistencia a productos tóxicos, una adaptación rápida a cambios de alimentación y un arranque rápido después de períodos prolongados sin alimentación.

El filtro anaerobio fue introducido por Young y McCarty (1969), recomendándolo inicialmente para sustratos solubles y medianamente concentrados en materia orgánica. En la actualidad se ha aplicado el laboratorio y a escala real tratando una amplia serie de sustratos a diversas concentraciones. Esencialmente consistió en un reactor de flujo ascendente empacado con soportes plásticos o con piedras de 3 a 5 cm. de diámetro promedio. El coeficiente de vacío debe de ser grande para evitar el taponamiento. Debido a la distribución desordenada del soporte, las purgas de lodo no son efectivas, lo que provoca una acumulación lenta pero constante de biomasa que con el tiempo puede crear problemas de taponamiento.

En la presente tesis vamos a desarrollar seis capítulos; en el capítulo uno se va a presentar la búsqueda de información bibliográfica en lo que refiere al proceso de metanogénesis, filtración rápida en arena y el desarrollo de la filtración combinada como alternativa de biotecnología en el tratamiento de aguas residuales. En el capítulo dos se presentan los objetivos y alcances que se pretenden cumplir con el presente trabajo, destacando la instalación de un reactor piloto en la planta de tratamiento de aguas residuales de ciudad universitaria de la UNAM para combinar el proceso físico de filtración con el proceso biológico anaerobio para remover contaminantes suspendidos y orgánicos solubles de aguas residuales municipales. En el capítulo tres se presenta la metodología empleada para la caracterización del material filtrante (tezontle), el diseño y acondicionamiento del reactor piloto y el diseño de experimentación. En el capítulo cuatro se presentan los resultados obtenidos de determinaciones en sitio (temperatura y pH) y en laboratorio de sólidos suspendidos totales (SST) y volátiles (SSV), DQO total y sobrenadante, metano (CH_4), nitrógeno amoniacal (N-NH_4) y fosfatos (P-PO_4), así como la interpretación de resultados en lo que refiere a remoción de DQO total y sólidos suspendidos totales (SST), así como la producción de gas metano. En el capítulo cinco se presentan las conclusiones finales a las cuales se llegaron después de tres etapas de experimentación. En el capítulo seis se presentan todas las referencias bibliográficas que se consultaron para justificar y desarrollar la presente tesis.

RESUMEN

Antecedentes o justificación

Uno de los tantos problemas con que la humanidad se ha topado en su larga historia y que actualmente se ha acrecentado más y más es el referido a la contaminación del agua. La problemática del agua abarca desde la falta del líquido hasta la producción de aguas de desecho. Una solución para remediar este problema es reusar las aguas después de un tratamiento para ahorrar agua potable y controlar la contaminación.

La tecnología que actualmente se utiliza en México para el control de la contaminación, es en su mayoría, importada, y se afirma que la situación de crisis que prevalece hace muy costosa desarrollarla. Sin embargo, debería pensarse que elaborar tecnología propia no es competir con otros países si no poder controlar y tratar la contaminación con recursos propios, sin pagar regalías por importación. Esto en un futuro sería más rentable.

Para realizar el tratamiento de aguas residuales existen dos clases de procesos: los fisicoquímicos y los biológicos. Los microorganismos son los responsables de llevar a cabo el proceso biológico. La combinación de ambos procesos es altamente eficiente en la remoción de los contaminantes, a costos de inversión, operación y mantenimiento muy bajos.

La vía anaerobia es considerada altamente eficiente en la conservación de la energía. El filtro anaerobio fue introducido por Young y McCarty en 1969, esencialmente consistía en un reactor de flujo ascendente empacado con soportes plásticos o con piedras de 3 a 5 cm de diámetro promedio.

Metodología

Para llevar a cabo esta experimentación se instaló en la planta de tratamiento de aguas residuales de ciudad universitaria de la UNAM un biofiltro anaerobio (reactor piloto), que trabajó mediante filtración de flujo ascendente a través de un lecho empacado de tezontle combinado con el proceso biológico.

Objetivo general

Combinar el proceso físico de filtración con el proceso biológico anaerobio para remover contaminantes suspendidos y orgánicos solubles del agua residual cruda que llega a la planta de tratamiento de aguas residuales de ciudad universitaria, UNAM.

Objetivos particulares

- Evaluar la capacidad de remoción de material orgánico, como demanda química de oxígeno (DQO)
- Evaluar la capacidad de remoción de sólidos suspendidos totales (SST)

Resultados y conclusiones

Se caracterizó y determinó la densidad de área del lecho empacado, resultando de $840 \text{ m}^2/\text{m}^3$, dentro de un volumen de 88 litros. El reactor piloto operó 124 días en tres etapas; la primera etapa fue de 61 días con una carga orgánica promedio de $2.3 \text{ kgDQO}/\text{m}^3\cdot\text{d}$ y un tiempo de retención hidráulico promedio de 2.2 horas; en la segunda etapa el reactor piloto se operó 28 días con $1.2 \text{ kgDQO}/\text{m}^3\cdot\text{d}$ de carga orgánica y 4.3 horas de tiempo de retención hidráulico; y en la tercera etapa el biofiltro operó 35 días con $4.6 \text{ kgDQO}/\text{m}^3\cdot\text{d}$ de carga orgánica y un tiempo de retención hidráulico de 1.0 horas. La temperatura promedio en las tres etapas de experimentación fueron 19°C , 21°C y 27°C , con lo que se concluyó que en la primera etapa de experimentación se trabajó entre la frontera psicrófila y mesófila, y en la segunda y tercera etapa de experimentación se trabajó plenamente en el rango mesófilo. El pH promedio del influente fue de 8.0 y del efluente de 7.4, con lo que se logra un pH adecuado para el desarrollo de bacterias metanogénicas. La remoción promedio de sólidos suspendidos totales en la primera etapa fue de 82%, en la segunda de 86%, y en la tercera de 88%. En lo que refiere a DQO total, la remoción promedio en la primera etapa fue de 53%, en la segunda de 54%, y en la tercera de 49% (figura B).

Como recomendación para el retrolavado, se pudo observar que no conviene llevarlo a más de once días por periodo, ya que disminuye mucho la calidad del efluente; el periodo óptimo es de siete días, registrando buenas remociones de DQO y SST. La pérdida de carga máxima registrada en la primera etapa fue de 52 cm con un periodo de retrolavado de 11 días, en la segunda etapa fue de 15 cm con un periodo de 8 días, y en la tercera de 44 cm con un periodo de 7 días.

En la tres etapas se registró la presencia de metano en las muestras de biogás, por lo tanto, se demuestra que existieron bacterias metanogénicas en la biomasa activa, a pesar de que en la operación de retrolavado se utilizó aire combinado con agua potable.

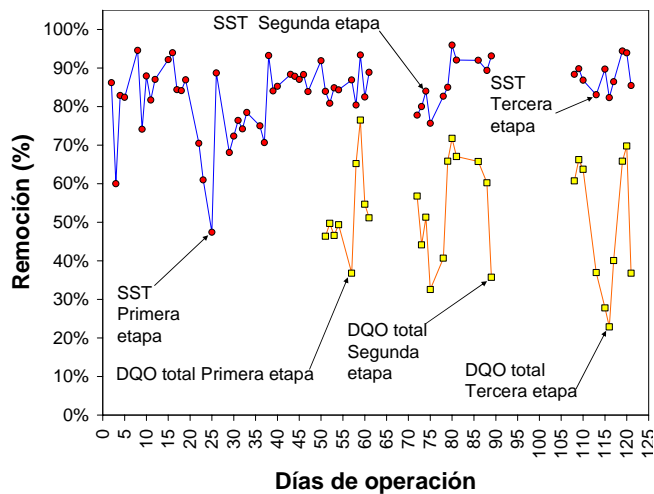


Figura B. Remoción de sólidos suspendidos totales y DQO total.

1. Búsqueda de información bibliográfica

1.1. Proceso de metanogénesis

Metanogénesis es la formación del metano por medio de microorganismos. Ésta es una forma importante y extensa del metabolismo celular. En un ambiente anaerobio, es el paso final en la descomposición de la materia orgánica. La metanogénesis es una forma de respiración anaerobia.

1.1.1. Célula procariota

Las células son clasificadas como unidades fundamentales de la estructura y obtienen energía para su metabolismo, ya sea de la luz o de la ruptura de uniones químicas. Las células se clasifican como: procariotas y eucariotas.

Los seres vivos se clasifican en seis reinos básicos. Dentro de las procariotas, que aparecieron hace 3.5 mil millones años, están los reinos monera (eubacteria) y archaea (Muñiz y Fernández, 1996). Dentro de las eucariotas, que se desarrollaron hace 1.5 mil millones años, están los reinos protista, plantea, fungae y animalia.

Las procariotas son moléculas rodeadas por una sola pared celular (membrana) (Lehninger, 1985). Las células procariotas carecen de organelos (característica eucariótica) (Wallace,

King y Sanders, 1990), pero pueden tener sistemas de membranas dentro de la pared celular (ver figura 1.1).

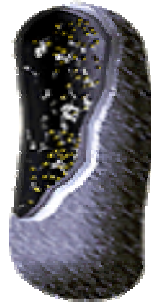


Figura 1.1. Célula procariota.

1.1.1.1. Estructura

Una célula procariota está formada por diversas estructuras que funcionan conjuntamente. Algunas de estas estructuras se encuentran unidas a la superficie de la pared celular, mientras que otras se encuentran dentro de la célula. Algunas son comunes a todas las células como son el citoplasma y la membrana citoplasmática; mientras que otras estructuras están presentes sólo en ciertas especies o aparecen en determinadas condiciones ambientales.'

Una célula típica procariota contiene las siguientes estructuras:

- 1.- Glicocalix: está compuesta de polímeros y polisacáridos que se encuentran fuera de la célula y la protege del medio.
- 2.- Pared celular: separa a la bacteria del medio que la rodea. Suele ser rígida y es de naturaleza glúcido-lípido-proteica.
- 3.- Periplasma: espacio entre la pared celular y membrana citoplasmática.
- 4.- Membrana citoplasmática: separa el citoplasma de la pared celular. Está compuesta de proteínas y lípidos.
- 5.- Citoplasma: es una solución coloidal que contiene elementos nucleares, inclusiones citoplasmática (vacuolas, vesículas, etc.) y ribosomas.
- 6.- Flagelos: nacen en el citoplasma y son estructuras de locomoción. Están compuestos de proteína (flagelina).
- 7.- Fimbrias o pili: formaciones piliformes que nacen en el citoplasma. Están compuestos de proteína (pilina).

1.1.1.2. Morfología

A.- Tamaño: No visible al ojo humano, las bacterias se miden en μm que equivale a 0.001 mm. El tamaño de las bacterias varía dependiendo de las especies entre menos de 1 μm y 250 μm ; siendo lo más habitual entre 1 y 10 μm (Holtzman y Novikoff, 1986). Una característica de las células bacterianas es la alta proporción que existe entre el área de la superficie y el volumen de la célula. Esto significa que poseen una gran superficie a través de la cual pueden

entrar nutrientes para alimentar a un pequeño volumen; con lo cual pueden realizar muchas reacciones metabólicas y crecer rápidamente.

B.- Forma: La forma de una bacteria viene determinada por la rigidez de su pared celular. Las bacterias poseen una de las tres formas fundamentales: esférica, cilíndrica o espiral. Las células esféricas se denominan cocos y suelen ser redondeadas aunque pueden ser ovoides o elípticas. A las de forma cilíndrica se les denomina bacilos. Los extremos de estas células suelen ser redondeados, rectos o en forma de cuerno. A las de forma espiral o helicoidal se les denomina espirilos y se caracterizan por su forma de sacacorchos.

C.- Disposición: Muchas veces al mirar al microscopio se observan las células unidas unas a otras. Mientras que las bacterias de forma espiral (espirilos) suelen ser células separadas, otras especies suelen crecer en una disposición característica, disposición que va a depender del plano en el que se realice la división celular y si la célula hija permanece junto a la célula madre una vez realizada la división celular. Cada una de estas disposiciones es típica de una especie particular y puede usarse en su identificación. Hay que tener en cuenta que raramente todas las células de una especie se disponen exactamente de la misma manera; por lo que hay que tener en cuenta la disposición predominante cuando se estudian las bacterias.

1.1.1.3. División

Los procariotes se dividen en dos ramas: archaea y monera (Darnell, Lodish y Baltimore, 2002). En la rama de archaea, los tres grupos fisiológicos son evidentes en los nombres: "termo" y "pyro" para los termófilos extremos; "metano" para los metanogénicos; y los "halófilos extremos" (ver figura 1.2).

El archaea consiste en tres grupos filogenéticamente distintos: *crenarchaeota*, *euryarchaeota* y *korarchaeota*. Sin embargo, para el *korarchaeota*, solamente se han detectado sus ácidos nucleicos, y no se ha aislado ni se ha cultivado ningún organismo. De acuerdo con su fisiología, el archaea se puede organizar en tres tipos: *metanogénicos* (procariotes que producen el metano); *halófilos extremos* (procariotes que viven en las concentraciones muy altas de sal (NaCl)); y *termófilos (hiperactivos) extremos* (procariotes que viven en las temperaturas más altas) (Todar, 2006), ver figura 1.3.

1.1.2. Bacterias metanogénicas

Los organismos capaces de la metanogénesis se llaman metanogénicos. Los metanogénicos se consideran un grupo muy antiguo de organismos, siendo miembros del archeobacteria, también conocidos como archaea.

Los metanogénicos no utilizan oxígeno para respirar; de hecho, el oxígeno inhibe el crecimiento de los metanogénicos. El receptor de electrones en la metanogénesis no es el oxígeno, sino el carbono. El carbono puede presentarse en un número pequeño de los compuestos orgánicos, todos con los pesos moleculares bajos. Los dos mejores caminos descritos implican el uso del bióxido de carbono y del ácido acético como receptores de

electrones. Las metanógenas usan hidrógeno gaseoso para reducir el bióxido de carbono y producir gas metano y agua (Wallace, King y Sanders, 1990).

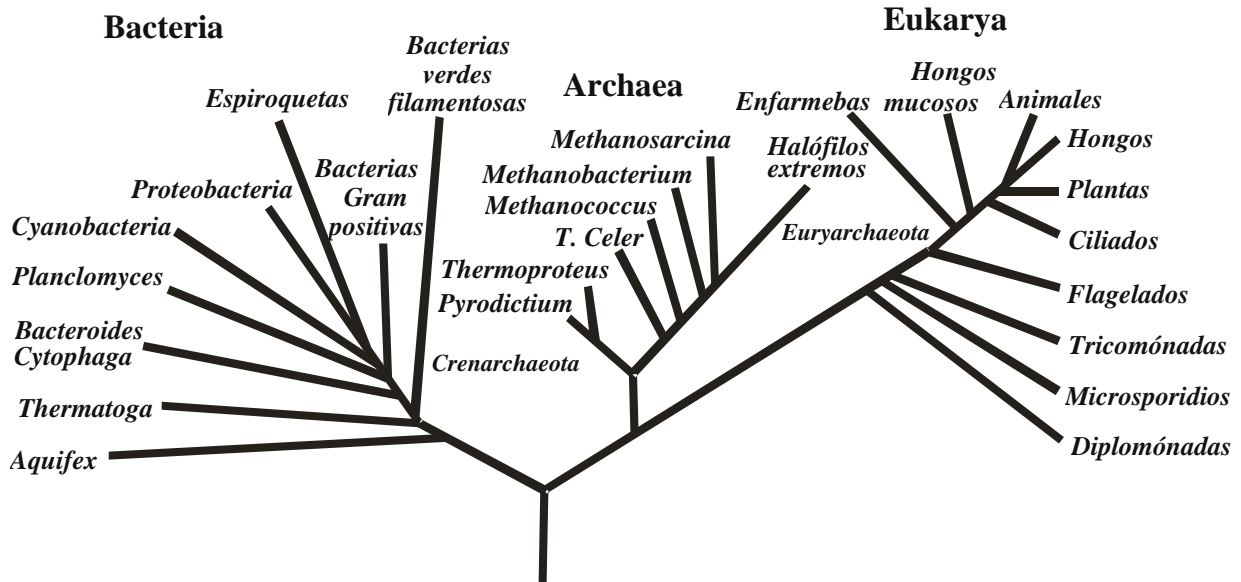


Figura 1.2. División de los procaríotes (Ribosoma database proyect, 2006)

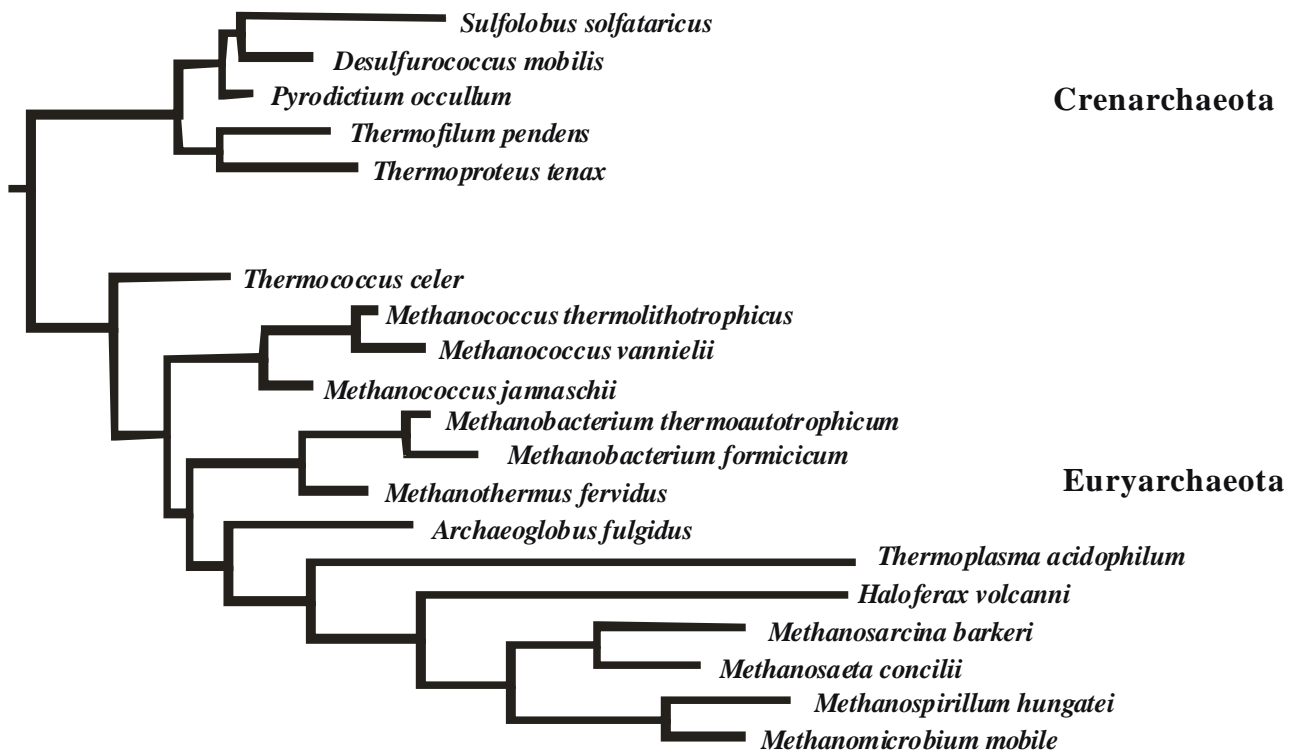
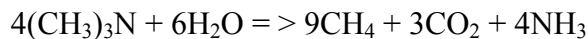
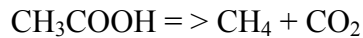
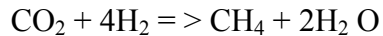


Figura 1.3. Árbol filogenético de archaea (Todar, 2006)

Es importante anotar que las bacterias metanogénicas sólo pueden usar un número limitado de sustratos para la formación de metano. Actualmente, se conoce que las metanogénicas utilizan los siguientes sustratos: CO₂, H₂, acetato, formato, metanol, metilaminas y monóxido de carbono. Las reacciones de conversión más usuales en la producción de energía involucra estos compuestos respectivamente, como se muestra a continuación (Crites y Tchobanoglous, 2000):



CH₄ = metano

CO₂ = bióxido de carbono

CH₃COOH = ácido acético

Los metanogénicos no pueden existir en la presencia del oxígeno, así que se encuentran solamente en los ambientes en los cuales se ha agotado el oxígeno. Éstos son los ambientes que experimentan el decaimiento rápido de la materia orgánica, tal como suelos pantanosos, zonas digestivas de animales (cerdos o vacas), y de los sedimentos acuáticos.

Los metanogénicos tiene un tipo de metabolismo que pueden utilizar H₂ (hidrogeno molecular) como fuente de energía así como CO₂ como fuente del carbono para el crecimiento. En el proceso de fabricación del material celular con H₂ y CO₂, los metanogénicos producen el metano en un proceso de generación de energía único. El producto final (gas de metano) se acumula en su ambiente anaerobio. El metabolismo de los metanogénicos creó la mayoría de las reservas del gas natural (combustible fósil) que se explotan como fuentes de energía para el uso doméstico o industrial.

La metanogénesis es el paso final en la biodegradación de la materia orgánica bajo condiciones anaerobias (Mandingan, Martinko y Parker, 2004). Durante el proceso del decaimiento, los receptores de electrones (tales como oxígeno, hierro férrico, sulfato, nitrato, y manganeso) se agotan, mientras que hidrógeno (H₂) y el bióxido de carbono se acumulan. Los productos orgánicos ligeros producidos por la fermentación también se acumulan. Durante etapas avanzadas del decaimiento orgánico, todos los receptores de electrones se agotan excepto el bióxido de carbono. El bióxido de carbono es un producto de la mayoría de los procesos catabólicos, así que no se agota como otros receptores potenciales de electrones.

El metano es el hidrocarburo alcano más sencillo, es un gas; su fórmula química es CH₄ y se conoce también como “gas de los pantanos” desde su descubrimiento (Wallace, King y Sanders, 1990).

Cada uno de los átomos de hidrógeno está unido al carbono por medio de un enlace covalente (ver figura 1.4). Es una sustancia no polar que se presenta en forma de gas a temperaturas y presiones ordinarias, es incoloro y apenas soluble en agua en su fase líquida.

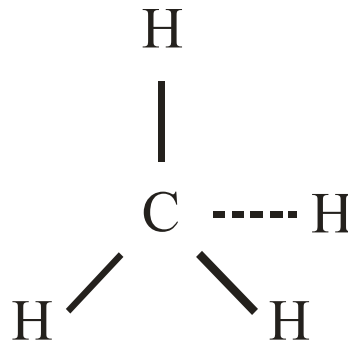


Figura 1.4. Enlaces covalentes en el metano.

Solamente la metanogénesis y la fermentación pueden ocurrir en ausencia de los receptores de electrones con excepción del carbono. La fermentación permite solamente la fragmentación de compuestos orgánicos más grandes, y produce compuestos orgánicos pequeños. La metanogénesis quita con eficacia los productos semi-finales del decaimiento: hidrógeno, productos orgánicos pequeños, y bióxido de carbono. Sin metanogénesis, el carbono se acumularía en ambientes anaerobios.

La metanogénesis es útil para la humanidad. Con la metanogénesis, la basura orgánica se puede convertir en metano útil (biogás). La metanogénesis ocurre en los intestinos de los seres humanos y animales. Si no existiera la metanogénesis en la digestión humana, requeriríamos de una alimentación similar a la de los animales rumiantes, ganados y cabras. En la panza (conocida incorrectamente como el "segundo estómago" poseído por algunos animales), los organismos anaerobios (metanogénicos incluidos) digieren la celulosa en las formas usables por el animal. Sin los microbios de la panza, estos animales no podrían sobrevivir sin una alimentación de dieta especial.

1.1.3. Oxidación y fermentación anaerobia

Los procesos de oxidación y fermentación anaerobia son usados principalmente para el tratamiento de lodos y aguas residuales con altas concentraciones orgánicas. El proceso de la fermentación anaerobia es ventajoso por la baja producción de biomasa y la recuperación de energía en forma de gas metano recuperado del consumo de sustrato.

1.1.3.1. Descripción del Proceso

La conversión biológica de la materia orgánica bajo condiciones anaerobias ocurre en tres principales etapas: (1) hidrólisis, (2) fermentación (acidogénesis), y (3) metanogénesis (Metcalf y Eddy, 2003). Las tres etapas están ilustradas en la figura 1.5. El punto de comienzo en el esquema para una aplicación particular depende de la naturaleza del agua a tratar.

En el tratamiento anaerobio, los organismos metanogénicos y los acidogénicos forman una relación simbiótica (de beneficio mutuo). Los metanogénicos están en capacidad de utilizar el hidrógeno que producen los acidogénicos debido a que poseen la eficiente enzima hidrogenasa (Crites y Tchobanoglous, 2000).

1.1.3.1.1. Hidrólisis

En el primer paso, un grupo de organismos es responsable de hidrolizar los polímeros orgánicos y los lípidos (material particulado) en estructuras básicas tales como monosacáridos, aminoácidos y compuestos relacionados solubles, que son adecuados como fuente de energía y carbono celular (Crites y Tchobanoglous, 2000), al ser hidrolizados a simples monómeros que son usados por las bacterias fermentadoras, esto es llamado hidrólisis.

Para algunas aguas residuales industriales, la fermentación puede ser la primera etapa en el proceso anaerobio.

1.1.3.1.2. Fermentación

En esta segunda etapa llamada de fermentación o acidogénesis, otro grupo de bacterias anaerobias fermenta los productos de la descomposición en ácidos orgánicos simples, de los cuales el más común es el ácido acético. Este segundo grupo de organismos no metanógenos está compuesto por bacterias facultativas y anaerobias obligadas (Hawkes, 1963; Higgins y Burns, 1975).

En el proceso de la fermentación los aminoácidos, carbohidratos y algunos ácidos grasos son degradados, como se muestra en la figura 1.5. El sustrato orgánico sirve como donador y receptor de electrones. Los principales productos de la fermentación son: acetato, hidrogeno, CO₂, propionato y butirato. El propionato y butirato son fermentados por acetogénicos, fomentando también la producción de hidrógeno, CO₂, y acetato. Así, el producto final de la fermentación (acetato, hidrógeno y CO₂) son los precursores para la formación del metano (metanogénesis). El cambio de energía libre asociada con la conversión del propionato y butirato a acetato e hidrógeno requieren que el hidrógeno se encuentre en bajas concentraciones en el sistema (H₂ menor a 0.0001 atm), o la reacción no se produce (McCarty y Smith, 1986).

1.1.3.1.3. Metanogénesis

La tercera etapa es la metanogénesis, es llevada a cabo por un grupo de organismos conocidos colectivamente como metanogénicos. Dos grupos de organismos metanogénicos están

involucrados en la producción del metano. Primer grupo: Los metanogénicos acetoclásticos, se encargan en convertir el acetato en metano y dióxido de carbono. El segundo grupo llamado metanogénicos utilizadores de hidrógeno, usan el hidrógeno como donador de electrones y el CO₂ como receptor de electrones para producir metano. Las bacterias que están dentro de los procesos anaerobios son llamadas acetogénicas (estas pueden utilizar CO₂ y oxidar hidrógeno para formar ácido acético, el cual es finalmente convertido en metano), véase la figura 1.6. Cerca del 72% del metano producido en la digestión anaerobia proviene de la formación de acetato (Metcalf y Eddy, 2003).

ETAPAS TEORICAS

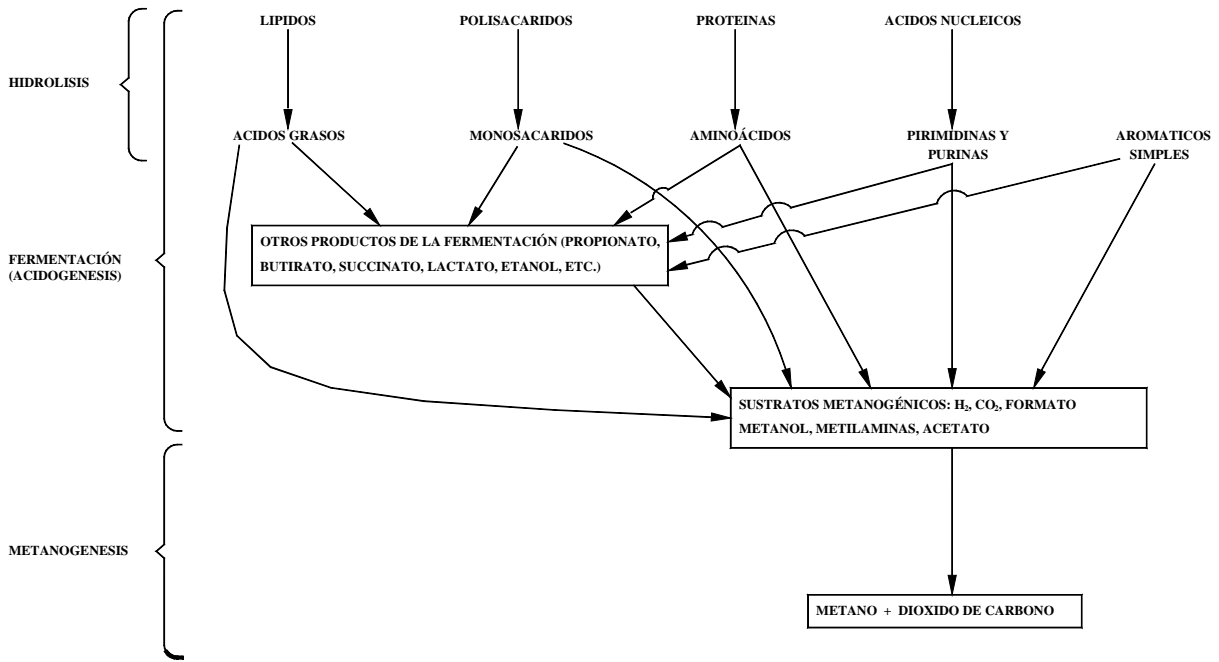


Figura 1.5. Oxidación anaerobia (Holland *et al.*, 1987).

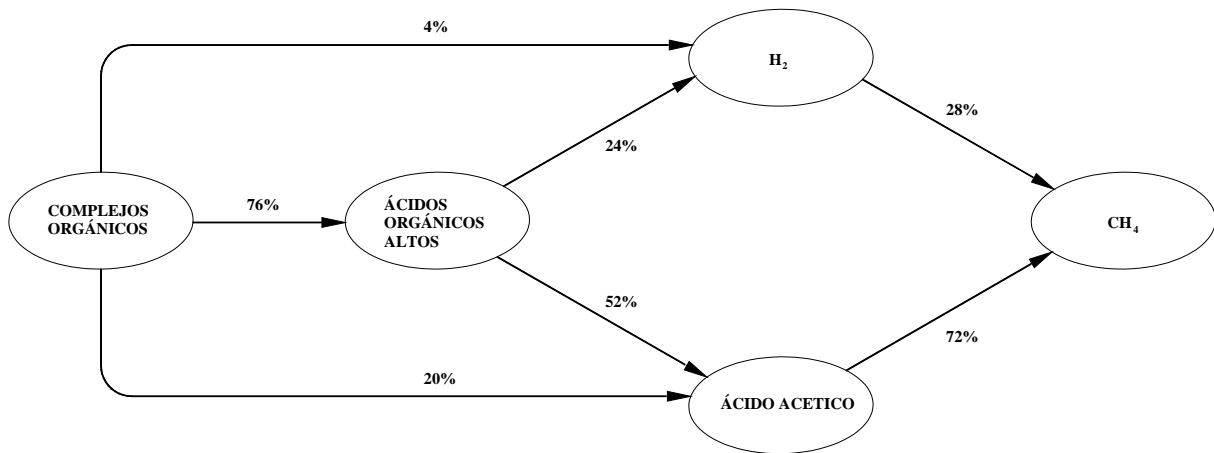


Figura 1.6. Formación del metano (Metcalf y Eddy, 2003).

Los sistemas anaerobios para el tratamiento de efluentes líquidos son aplicables a corrientes con importante carga orgánica ya que la principal fuente de energía para los microorganismos implicados es el carbono.

Las etapas principales en el proceso anaerobio son la acidogénesis y la metanogénesis.

1.1.4. Arranque de un reactor anaerobio

Es la susceptibilidad de los organismos metanogénicos a la inhibición la que le ha dado al proceso de digestión anaerobia su reputación de inestabilidad. Los organismos metanogénicos no sólo crecen muy lentamente sino que son susceptibles a la inhibición por un gran número de sustancias que se encuentran usualmente en aguas residuales. Por lo tanto, para mantener una población de organismos metanogénicos en el sistema y asegurar que ocurra la producción de metano, el tiempo de residencia de la biomasa en el sistema debe de ser suficientemente prolongado para impedir que sea “lavada” fuera del sistema. El tiempo de residencia de los organismos metanogénicos es el que constituye el parámetro clave.

La eficiencia de cada etapa se verá reflejada en el resultado final del proceso, de aquí la importancia de controlar el desarrollo de cada una de ellas controlando las variables del medio que favorecerán el desplazamiento de la reacción hacia la generación de metano.

En el arranque de un reactor anaerobio hay dos factores fundamentales: la biomasa (los microorganismos) y el influente a tratar. La biomasa consiste en una mezcla de microorganismos estrictamente anaerobios. De acuerdo al origen será el tiempo que demandará la adaptación al medio anaerobio.

La selección del origen del inóculo dependerá de la disponibilidad de biomasa; del costo; de la disponibilidad del tiempo para la puesta en marcha; de condiciones ambientales tales como temperatura y pH.

El tiempo de puesta en marcha de un reactor es muy variado, en este punto no se puede generalizar, dependerá de cada reactor, de las condiciones de alimentación y de los factores ambientales. Es muy importante el monitoreo durante esta etapa. Deberán tomarse muestras de distintos parámetros en el reactor al menos diariamente para determinar pH, temperatura, concentración de sólidos suspendidos volátiles (indicadores de biomasa). También deberá evaluarse a diario la calidad del líquido a tratar y del efluente del reactor midiendo: caudales, pH, DQO, sólidos suspendidos totales y volátiles y temperatura.

Cuando, manteniéndose las condiciones de alimentación constantes, se tiene una producción diaria de biogás casi constante y las condiciones del efluente del reactor también son prácticamente constantes, puede considerarse finalizada la etapa de puesta en marcha del reactor.

1.1.4.1. Función del pH

La concentración de hidrogeniones del medio, es decir, el valor del pH, influye poderosamente sobre el crecimiento y la reproducción de microorganismos. La mayoría de las bacterias se desarrollan únicamente dentro del margen de pH de 4 a 9 (Rheinheimer, 1987).

El equilibrio entre las fases de producción de ácidos y de producción de metano es importante. Los organismos productores de metano son muy sensibles a los bajos niveles de pH, y si el pH cae por debajo de su nivel de tolerancia de aproximadamente 6.2 (Crites y Tchobanoglous, 2000; Noyola, 1999), cesa la producción de metano.

Obtenida la biomasa necesaria para iniciar el reactor, ésta deberá desarrollarse de modo tal que el reactor tenga su máximo rendimiento. Esto significa que el equilibrio entre las bacterias acidogénicas y las metanogénicas sea tal que permita la máxima producción de metano. El influente debe mantener condiciones de pH y temperatura prácticamente constantes, preferentemente el pH debe oscilar entre 6.6 y 7.6 (Crites y Tchobanoglous, 2000). Muchos metanogénicos prefieren un pH óptimo cercano al neutro de 7 (Jones *et al*, 1987) y la temperatura entre 35°C y 40°C, preferentemente (Echeverría, 2002).

Pero debe tenerse prevista la posibilidad de neutralizar el pH en algún punto previo al reactor y también debería considerarse la posibilidad de adicionar neutralizante dentro del reactor, en caso de ser necesario. Por lo general el neutralizante empleado es sosa cáustica ya que una alta velocidad de crecimiento de bacterias acidogénicas baja el pH del líquido dentro del reactor y esto dificulta la producción de metano.

Con referencia al tiempo de residencia hidráulico, es fundamental para que el contacto entre los microorganismos y el sustrato sea lo más íntimo posible favoreciendo de esta manera el crecimiento.

1.1.4.2. Función de la temperatura

La temperatura también es muy importante en el arranque del reactor. Las manifestaciones vitales de todos los microorganismos están supeditadas a la temperatura (Rheinheimer, 1987). Los metanogénicos se encuentran en una gran variedad de regímenes térmicos, desde sedimentos marinos, los cuales están permanentemente a 2°C hasta regiones geotérmicas por arriba de los 100°C. Hay una gran diversidad de ambos metanogénicos: mesofílicos y termofílicos. En general, las especies termofílicas crecen más rápidamente que las mesofílicas (Ferry, 1993).

En la digestión anaerobia se utilizan tres rangos de temperatura: digestión “psicrofílica” por debajo de 20°C, digestión “mesofílica” entre 20 y 40°C y “termofílica” por encima de 40°C y hasta aproximadamente 55°C. Como las tasas de reacción biológica aumentan con la temperatura, la digestión en frío requiere tiempos de retención más largos que los de la digestión mesofílica más usual. Para mantener temperaturas de digestión más elevadas, se utiliza con frecuencia el metano producido o, en procesos industriales, se puede utilizar el calor residual, como el agua de enfriamiento del proceso.

1.1.4.3. Función del oxígeno

La descomposición es más rápida en presencia de oxígeno. Si escasea, como ocurre en los sedimentos de lagos productivos o en suelos inundados, la descomposición actúa más despacio. Hay ciertos microorganismos (llamados anaerobios) que actúan en ausencia de oxígeno y que, en presencia de materia orgánica, pueden contribuir a la descomposición.

Las bacterias desnitrificantes, reductoras de sulfatos y productoras de metano (metanogénicas), utilizan nitratos, sulfatos y dióxido de carbono, respectivamente, para generar energía, de forma muy parecida al uso del oxígeno que hacen los microbios aerobios. Otros anaerobios (bacterias de la fermentación) generan energía transformando compuestos orgánicos. En determinadas condiciones, si persiste la baja concentración de oxígeno, la descomposición es tan lenta que la materia orgánica se acumula en grandes cantidades. Los ejemplos más notables son las turberas, en las que la materia orgánica saturada de agua llega a alcanzar varios metros de espesor. A lo largo de tiempos geológicos, la compresión de los depósitos de turba (formados durante el carbonífero), con ayuda de otros factores químicos y físicos, ha dado lugar a la formación de carbono.

Las bacterias metanogénicas producen metano (metanogénesis), y la escasa actividad de los organismos en los depósitos de turba antiguos es probablemente la causa del metano contenido en las extensas acumulaciones de gas natural, por lo general asociado con filones de carbón y muy utilizado en décadas recientes como combustible.

1.1.5. Sistemas Industriales

En la digestión anaerobia, la materia orgánica se descompone por la acción de los microorganismos en la ausencia del oxígeno, y se produce metano (CH_4) y anhídrido carbónico (CO_2). Se utiliza principalmente para la estabilización de lodos de aguas negras. El proceso es también adecuado al tratamiento de aguas residuales concentradas, procedentes de industrias con una base biológica, donde los residuos tienen un contenido de materia orgánica comparable a la de los lodos espesados, como los provenientes de la producción de levaduras y de la fabricación de almidón, además de las suspensiones de origen animal de las operaciones agrícolas intensivas.

En la digestión de lodos, aproximadamente del 30 al 35% de los sólidos de los lodos son descompuestos, y por cada kilogramo de materia orgánica destruida, se produce cerca de 1 m^3 de gas metano.

En el tratamiento de residuos solubles de fuertes concentraciones, se pueden obtener altos porcentajes de remoción, aproximadamente de un 90%.

Los procesos anaerobios ofrecen una diversidad de atractivos. A diferencia de los procesos aerobios, la tasa a la que se puede llevar a cabo el tratamiento no está limitada por la tasa a la que se pueda suministrar el oxígeno. La dilución que es frecuentemente necesaria en los sistemas aerobios a fin de equilibrar la demanda de oxígeno con el suministro del mismo

resulta, por tanto, innecesaria y las aguas residuales de alta concentración se pueden tratar directamente. Además, se ahorra el costo de la energía necesaria para la transferencia de oxígeno, y cuando se utiliza el metano generado, el proceso puede ser un productor de energía neta.

El rendimiento de la biomasa de los procesos anaerobios es también más bajo que en los sistemas aerobios, cerca de 0.1 a 0.4 kg de biomasa por cada kilogramo de DQO eliminada, y los lodos estabilizados por digestión anaerobia son adecuados para su disposición directa sobre las tierras de cultivo.

Sin embargo, los procesos anaerobios tienen también desventajas. Los procesos anaerobios son lentos, de modo que se necesitan grandes unidades con largos tiempos de retención. Esto, junto con la necesidad de un sistema completamente cerrado, hace que sea elevado el costo de inversión.

El tratamiento anaerobio complementa más bien que sustituye al aerobio. En la práctica, la digestión anaerobia ha adquirido una reputación de inestabilidad en la operación, debido sobre todo a su susceptibilidad a la inhibición.

1.1.6. Lechos anaerobios empacados

Las propiedades inherentes de retención de la biomasa de los lechos empacados se han aplicado también a los tratamientos anaerobios. Los organismos están contenidos en un medio de empaque dentro de un recipiente cerrado, y el líquido pasa de forma ascendente a través del empaque y de ahí a un dispositivo separador de gas.

Se sabe que el sistema es capaz de tratar residuos o desechos a una elevada carga hidráulica sin tener que recircular (Anderson y Donnelly, 1978). Aparentemente, los organismos no forman una película de lamas sobre el empaque, sino que se aglomeran como flóculos en los espacios intersticiales del empaque. Los lechos empacados han demostrado ser un sistema de “paso directo” considerablemente más eficientes que los digestores convencionales, pero como sucede en los casos de los lechos empacados anóxicos, es necesario usar lavados regulares para impedir la obstrucción.

1.1.7. Biogas

Los procesos aerobios dejan de utilizar la energía liberada por la oxidación de la materia orgánica. Se ha estimado (Scammell, 1975) que el tratamiento de agua residual que contenga un kilogramo de glucosa consume hasta 0.8 kWh para la transferencia de oxígeno, y la energía liberada por la oxidación y que no se utiliza equivale a 4.4 kWh. Por el contrario, el mismo material podría producir gas de la fermentación anaerobia con un valor calórico de 3.7 kWh.

El problema consiste en que la digestión anaerobia trabaja mejor con aguas residuales concentradas (hasta los lodos activados de desecho están realmente demasiado diluidos) Esto, combinado con la inherente lentitud de los procesos anaerobios en general, significa que para tratar aguas residuales tan diluidas como las aguas negras domésticas requeriría un digestor

mayor. Además, quedan pendientes los problemas de remoción de nitrógeno y descomposición de lodos. Los procesos anaerobios trabajan más económicamente como asociados de los procesos aerobios que como sustitutos de los mismos.

Por lo general, el gas de los lodos se utiliza en un sistema de calefacción para mantener el digestor a la temperatura correcta, como calentador espacial y también para el secado e incineración de los lodos. Las grandes plantas para el tratamiento de aguas negras utilizan el gas de los lodos para la generación de energía, utilizando el calor residual de los generadores para calentar los digestores.

Los digestores de estiércol en las granjas se utilizan también para generar energía, la calefacción de los invernaderos o los alojamientos de las bestias u otros tipos de calefacción espacial. Esto es particularmente valioso en las operaciones aisladas, donde los costos de traer la energía por las líneas de fuerza no sería viable. Varias de las grandes plantas para el tratamiento de aguas negras generan su propia energía utilizando motores diesel modificados, y en las plantas de Beckton en Londres, la compresión del aire para la planta de lodos activados se lleva a cabo por medio de sopladores acoplados directamente a turbinas de gas que operan con gas de lodos.

Los costos de inversión para la planta generadora de energía pueden hacer antieconómico el uso del biogás destinado a generar energía, en comparación con la electricidad de las líneas de alta tensión, pero les confiere cierto grado de independencia de los suministros exteriores.

El uso de los digestores anaerobios simples para los residuos animales y humanos, no sólo producirá gas combustible, sino que dejará un residuo de útiles fertilizantes que no constituyen un riesgo para la salud.

Es evidente que el metano de la digestión anaerobia de los residuos industriales, humanos y animales se utiliza para proporcionar combustible para las calderas generadoras de vapor, para proporcionar calefacción espacial, para generar energía eléctrica y, en una emergencia, operar vehículos motorizados. Esto constituye una fuente de energía que no sólo es libre en apariencia, sino inagotable, en tanto que la gente y los animales necesiten comer.

El biogás tiene un valor considerable a nivel local y particularmente en la operación de plantas de tratamiento de agua residual.

1.2. Filtración rápida en arena

1.2.1. Filtración

La filtración es uno de los métodos más antiguos de tratamiento de agua, ha adquirido actualmente un nuevo auge, debido a sus bajos costos en relación con los beneficios que proporciona.

La filtración es una operación unitaria clasificada dentro de las separaciones mecánicas (McCabe y Smith, 1963). Implica separar partículas sólidas contenidas en un fluido, por su paso a través de un medio, ya sea poroso, fibroso o granular en el cual, quedan retenidas las partículas.

La filtración es un sistema de tratamiento de agua muy antiguo. Los filtros de cantera, empleados desde hace muchos siglos que aún se encuentran en zonas rurales, son un ejemplo.

En la actualidad, el estudio de la filtración ha llevado a entender que el proceso de eliminación de contaminantes no es puramente mecánico sino que incluye la eliminación biológica de sustancias solubles y la retención química de otras, de ahí su gran versatilidad en el campo del tratamiento de agua. La filtración se aplica tanto en potabilización, como en depuración y acondicionamiento de agua. La filtración se puede localizar al inicio de una cadena de tratamiento (filtración primaria) o al final (filtración terciaria). Se emplea para eliminar sólidos suspendidos y controlar tóxicos prioritarios, cuando se combina con la precipitación química. La filtración es un proceso que proporciona un efluente de calidad constante, independientemente de las variaciones del influente.

La filtración como tratamiento terciario, en el proceso de reutilización del agua de desecho es una parte importante que afina el efluente de un tratamiento secundario. De ahí, el objetivo de sentar las bases de diseño de filtros con un medio barato y de determinar una metodología adecuada de la operación. La filtración ascendente es un proceso muy popularizado en América Latina. El lavado de los filtros constituye el principal problema de operación, pues esto emplea el uso de energía eléctrica principalmente, además de los lodos generados en las operaciones de retrolavado.

1.2.1.1. Historia de la filtración en tratamiento de aguas

Inicialmente los filtros tuvieron un carácter doméstico. En México, se usaron por mucho tiempo los filtros de piedras porosas colocadas en tinajeros (Arboleda, 1973).

En Francia se difundieron mucho los filtros no domésticos, el agua filtrada se vendía por galones al consumidor. A partir de 1856 aparecieron en Francia los filtros a presión (Fonvielle y Suchon). Los primeros estaban contruidos con un cono trucado de hierro fundido y tapa semiesférica en el cual, había 0.70 m de lecho filtrante compuesto de 0.25 m de esponjas

marinas, 0.25 m de piedra caliza y 0.20 de arena de río. El lavado se efectuaba por la extracción del material filtrante. En cambio los filtros Suchon estaban contruidos por tres lechos de paño de 0.20 m de espesor.

En Parsley, Escocia (1804), fue donde por primera vez se pensó en hacer una instalación de filtros para toda una población. Más tarde, en 1829, en Londres (Chelsea), se construyó la primera planta de filtros lentos de arena, hecha por “The Chelsea Water Work, Co”. A principios del siglo XIX el uso de filtros lentos de arena (ingleses) se popularizó, tanto en Europa como en América. Posteriormente, el mejor conocimiento del proceso condujo al diseño de filtros rápidos que aparecieron en Norteamérica. El primer filtro rápido apareció en 1855 en Somerville (E.U.) y fue diseñado por L. Smith Hyatt. Este sistema pasó a Bélgica, Alemania y Francia, países que obtuvieron sus propias patentes. Estos filtros se denominaron filtros “mecánicos o americanos”, ya que contaban con la innovación de un sistema de lavado, por inversión del sentido de flujo. Esta operación se ejecutaba junto con el raspado de la capa superior.

En aquel tiempo, no se contaba con un sistema de sedimentación. Esto hacía que los filtros se taparan con demasiada frecuencia, sobre todo cuando la concentración de sólidos en el influente era muy alta. Surgió por tanto, el inconveniente de tener un elevado consumo de agua para el propio lavado del filtro, por lo que se acondicionó una etapa previa de floculación-sedimentación. Siendo así como nacieron esquemas tradicionales de potabilización en los cuales, los tratamientos son preparatorios o complementarios a la filtración.

Gilcreas y Kelly (1955) realizaron sus experiencias con filtros rápidos, que permitían una velocidad de flujo de 10 mililitros por minuto. La filtración rápida no eliminaba los agentes bacterianos o víricos en un grado satisfactorio; la filtración lenta en cambio, obtenía un elevado grado de eliminación, si bien este proceso por sí solo era menos efectivo que combinado con el de floculación (Cabo, de la Puente y Catalán, 1972).

1.2.2. Aspectos generales

En la filtración se considera que intervienen dos fases. Una integrada por el fluido, ya sea gas o líquido, y la otra, integrada por el conjunto de partículas sólidas que se encuentran suspendidas en el fluido.

La consideración de qué es el contaminante o la fase a purificar es relativa pues, en ocasiones, la filtración tiene por objeto:

- 1) Recuperar sólidos
- 2) Recuperar el fluido
- 3) Recuperar ambas partes
- 4) Ser un pretratamiento para facilitar otras operaciones como un presecado, un lavado de materiales solubles depositados en los sólidos, una cristalización, etc.

En general se considera que la suspensión de alimentación debe de contener más de 1% de sólidos en volumen (Valentine, 1973).

La filtración del agua es un proceso fisicoquímico que separa los sólidos suspendidos y la materia coloidal de la fase líquida, por medio de un material poroso. La filtración consiste en hacer pasar una mezcla de sólido y líquido a través de un medio poroso (filtro) que retiene los sólidos y deja pasar los líquidos (filtrado). El paso de un líquido a través de un medio poroso sigue la ley de Darcy. Esta ley indica que la pérdida de carga, ΔP , es proporcional a la velocidad de filtración, v (relación del caudal instantáneo, Q , con la superficie en un plano perpendicular a la filtración), siendo el coeficiente de proporcionalidad, k , función de la viscosidad dinámica, η y de la resistencia del medio, R .

$$v = \Delta P / (\eta * R) = k * \Delta P$$

donde R depende de las características de cada filtro y del agua por tratar (Jiménez, 1995).

Entre otros objetivos, la filtración:

- Disminuye la carga de sólidos y material coloidal en el agua.
- Remueve partículas y materia coloidal no sedimentable después de la floculación biológica o química.
- Incrementa la remoción de sólidos suspendidos, turbiedad, fósforo, materia orgánica (medida como DBO y DQO), metales pesados, asbestos, bacterias y virus.
- Mejora la eficiencia y reduce el costo de desinfección a través de la remoción de materia orgánica suspendida y otras sustancias interferentes.
- Asegura la operación continua de la planta y una calidad constante del efluente.

1.2.2.1. Clasificación de las partículas suspendidas

Las partículas sólidas que se retienen pueden ser:

- a) Gruesas o finas
- b) Rígidas o plásticas
- c) Redondas o alargadas
- d) Individuales separadas o agregados
- e) Orgánicas o inorgánicas

Por otra parte, la suspensión de alimentación (o influente) puede tratarse fría o caliente y encontrarse sometida a vacío o alta presión. La separación deseada tiene, además, la alternativa de ser parcial o prácticamente total.

Las consideraciones anteriores forman el punto de partida para el diseño de un filtro.

1.2.3. Clasificación general de los filtros

La filtración puede ejecutarse en muchas formas: con baja carga superficial (filtros lentos) o con alta carga superficial (filtros rápidos); en medios porosos (pastas arcillosas, papel filtro) o medios granulares (arena, antracita, granate, tezontle o combinados); con flujo ascendente, descendente o mixto; y, por último, los filtros pueden trabajar a presión o por gravedad (Tabla 1.1).

1.2.3.1. En función de su uso

En función de su uso, los filtros se dividen en cuatro grandes grupos (Mc Cabe y Smith, 2002):

- 1) Coladores
- 2) Clarificadores
- 3) Filtros de torta
- 4) Espesadores

Coladores

Un colador es generalmente una tela metálica colocada perpendicularmente a un canal de flujo. Sirve para separar la suciedad o herrumbre de un líquido en movimiento. Su mantenimiento es sencillo, pues el cambio de dicha tela es fácil.

Clarificadores

El medio filtrante en este tipo de filtro es una membrana de tela o papel, o bien, un cartucho de discos metálicos.

Un clarificador también separa pequeñas cantidades de sólidos para producir líquidos translúcidos. Los sólidos retirados se desechan en la mayoría de los casos.

Filtros de torta

Los filtros de torta remueven grandes cantidades de sólidos en forma de una pasta de cristales o lodo. En muchos casos, están provistos de dispositivos para lavar y escurrir el material retenido.

Espesadores

Un filtro espesador produce una separación parcial de una suspensión ligera. En este sistema se obtiene el líquido claro y una suspensión espesada.

Tabla 1.1. Clasificación de los filtros.

Según la velocidad de filtración	Según el medio filtrante	Según el sentido del filtro	Según la carga sobre el lecho
Rápidos $120 - 360 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ $5 - 15 \text{ m/h}$	1. Arena ($h^* = 60 - 75 \text{ cm}$)	Ascendente Descendente Flujo Mixto	Por gravedad Por presión
	2. Antracita ($h = 60 - 75 \text{ cm}$)		
	3. Mixtos: antracita ($h=50-60 \text{ cm}$) y arena ($h=15-20 \text{ cm}$)		
	4. Mixtos: arena, antracita y granate		
Lentos $7 - 14 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ $0.29 - 0.58 \text{ m/h}$	Arena ($h = 60 - 100 \text{ cm}$)	Descendente Ascendente	Por gravedad

* h = espesor del lecho

Fuente: (Arboleda, 1973)

1.2.3.2. En función de la presión diferencial

Puesto que el fluido pasa a través de un medio filtrante en virtud de una presión diferencial, los filtros se clasifican en (Bagder, 1964):

- a) Filtros a presión. Operan con una presión superior a la atmosférica en el lado de carga del medio filtrante. Estos filtros se encuentran en tanques metálicos totalmente cerrados donde la fuerza impulsora es ejercida por la presión de bombeo. Estos filtros trabajan con altas pérdidas de carga entre 12 y 19 mca (metros columna de agua) y velocidades de filtración de 5 a 50 m/h.
- b) Filtros de gravedad o a cielo abierto. Operan a presión atmosférica. En estos filtros, la acción de la gravedad es la fuerza impulsora. La columna del líquido acumulada sobre el medio provoca el paso del agua a través de él. Se emplean tanto en plantas de aguas residuales como en plantas de agua potable. Según su secuencia dentro del proceso, el tratamiento puede ser primario, secundario o terciario. Trabajan con diferentes intervalos de velocidad, por lo que existen filtros lentos y filtros rápidos.
- c) Filtros al vacío. Cuando la presión ejercida en el lado donde se recibe el líquido es inferior a la atmosférica.

1.2.3.3. En función de su forma de operar

Con respecto a la forma de operación los filtros se dividen en:

- a) Filtros continuos. Tanto la descarga de sólidos como la del fluido es ininterrumpida, cuando el equipo esta en operación.
- b) Filtros discontinuos. El flujo del fluido a través del equipo se interrumpe periódicamente para permitir la descarga de sólidos acumulados (Mc Cabe y Smith, 1963).

1.2.3.4. De acuerdo con la forma en que se retienen los sólidos

Se distinguen tres tipos principales de filtración, de acuerdo con la forma en que se retienen los sólidos: superficial, a través de un soporte grueso y a profundidad.

Filtración superficial

La filtración de una suspensión se realiza sobre un soporte delgado (membrana), con la formación de una capa sobre él mismo de espesor creciente, que comúnmente se denomina *torta*.

Ejemplos de filtración superficial son los filtros de mallas de rejillas, de discos o tambores, prensa, a vacío y la ósmosis inversa (Degrémont, 1979). Las membranas deben tener una alta permeabilidad al agua, pero baja a otros compuestos. Los materiales empleados en la fabricación de membranas son acetato de celulosa, poliamidas aromáticas y sustancias químicas.

Filtración a través de un soporte grueso

En el caso de la filtración sobre placa porosa, puede darse dos fenómenos: uno en la superficie de la placa y, otro en el interior de la misma. Este tipo de filtración es poco empleado ya que tiene las desventajas de los otros tipos de filtración sin aportar mejoras.

Filtración a profundidad

Este tipo de filtración se emplea comúnmente para el tratamiento de agua, tanto en potabilización como en descontaminación. La retención de sólidos se realiza en todo el cuerpo del filtro, compuesto de material granular. Estos filtros permiten mayores duraciones de corrida. Durante la filtración a profundidad, el agua llena los poros del filtro y las impurezas son retenidas en el empaque, por adhesión. Una filtración eficiente implica tanto la desestabilización de la partícula como su transporte y retención. Por ello, el empleo de coagulantes es de gran ayuda durante este proceso.

En la tabla 1.2. se presenta la clasificación de los filtros a profundidad, de acuerdo con diversos parámetros (Jiménez, 1995).

Tabla 1.2. Clasificación de los filtros a profundidad

Fuerza motriz	Por gravedad
	A presión
Velocidad de filtración	Lento (0.08 a 0.6 m/h)
	Rápido (2 a 15 m/h)
Tipo de proceso	Convencional
	Directo
Dirección de flujo	Ascendente
	Descendente
	Biflujo
	Horizontal
Medio filtrante	Simple o único
	Dual
	Combinado o múltiple
Situación en un sistema de tratamiento	Primario
	Secundario
	Terciario

1.2.4. Filtros lentos

La filtración lenta a través de arena es una de las técnicas de tratamiento más antiguas. Fue desarrollada para producir agua de consumo en ciudades como Londres (1830), Hamburgo (1890) y París (1898). Consiste en pasar agua a través de un lecho filtrante de arena entre 0.6 y 1 m; el tamaño efectivo del medio es de 0.15 (en Inglaterra) a 1 mm (en Francia) (Montiel *et al*, 1989). Por sus características, la filtración lenta se puede emplear para el afinamiento de un efluente terciario, cuando se tiene disponibilidad de terreno (Steel y McGhee, 1981).

1.2.5. Filtros rápidos

El término filtración rápida se aplica cuando la tasa de filtración es del orden de 2 a 15 m/h (algunas veces más). Un filtro rápido consiste en un lecho de profundidad variable entre 80 cm y varios metros. El transporte hasta la superficie del medio filtrante se produce por difusión, interceptación, sedimentación, choque o transporte hidrodinámico. Este proceso es ayudado por la floculación que tiene lugar en los intersticios del filtro y por la distancia de recorrido relativamente corta necesaria para la eliminación por sedimentación (Steel y McGhee, 1981).

La fijación de las partículas después de entrar en contacto con el medio filtrante es de naturaleza química y está influida por el pH, composición iónica del agua, edad del flóculo y

característica de la superficie del medio. Tanto el medio filtrante como las partículas suspendidas del agua pueden tener cargas eléctricas relativamente importantes que pueden ayudar o inhibir la fijación. De forma general, las partículas de mayor tamaño y fuertemente ligadas tienen tendencia a ser retenidas en las capas superiores del filtro, dando lugar a grandes pérdidas de carga y poca penetración del flóculo. Las partículas finas suspendidas penetran más, especialmente cuando el medio es grueso.

La filtración rápida y convencional, con arena como medio filtrante, necesita de agua de baja turbiedad y, por ello, generalmente se han empleado en ella la coagulación con alúmina o cal, floculación y sedimentación, como etapas previas o en el mismo tanque (Steel y McGhee, 1981). El lavado de estos filtros se hace con agua, o agua y aire, con flujo ascendente. Este proceso se emplea en tratamientos avanzados como complemento de la coagulación-floculación y de la precipitación, para asegurar la calidad del efluente.

En la actualidad, la filtración rápida es más utilizada debido a la importante cantidad de agua que trata, aunque se pierden las ventajas, eventuales, de una posible descontaminación por acción biológica.

Durante la filtración el depósito del material se efectúa como una cubierta alrededor de los granos de arena, lo que hace disminuir la porosidad del lecho (Camp, 1964). La mayor parte de los sólidos son retenidos en las capas superiores del empaque (aún si se utilizan velocidades de filtración elevadas). La operación del filtro es importante en este aspecto, ya que si de pronto se aumentara la velocidad de filtración los sólidos depositados serían arrastrados.

Otro factor relevante es la calidad del influente, ya que si este varía la evolución del porcentaje de material retenido no sería constante (variación entre el 50 y 95%, Degrémont, 1973) al igual que la duración de la corrida que variaría en proporciones aún mayores. Por otra parte, la duración de la corrida está también ligada a la presencia accidental de materiales capaces de atascar el filtro en las primeras capas.

En general, los filtros son altamente eficaces en la remoción de sólidos, tal eficiencia se incrementa con tamaños de grano chicos, baja porosidad, grandes espesores de lecho y bajas tasas de filtración.

1.2.6. Variables de la filtración

Como variables de operación se tienen (Deb, 1969):

- Características del medio:
 - a) Espesor
 - b) Forma
 - c) Porosidad
 - d) Tamaño efectivo
 - e) Coeficiente de uniformidad
 - f) Características de superficie

- Características de las partículas suspendidas:
 - a) Tamaño
 - b) Forma
 - c) Densidad
 - d) Concentración
 - e) Porosidad del depósito

- Características del líquido filtrado:
 - a) pH
 - b) Temperatura
 - c) Concentración de sólidos
 - d) Turbiedad

- Características de operación:
 - a) Tasa de filtración
 - b) Pérdida de carga
 - c) Método de operación

- Lavado del lecho

Es necesario combinar estas variables para obtener los parámetros de construcción, diseño y operación.

1.2.7. Mecanismos principales de la filtración

Los mecanismos dominantes dependen de las características físicas y químicas de la suspensión y del medio, velocidad de filtración y características químicas del agua (Weber, 1979).

En los filtros granulares profundos la eliminación de sólidos tiene lugar dentro del lecho del filtro, y se denomina filtración a profundidad. La eficiencia de la filtración depende de varios mecanismos. Algunos sólidos son separados por el simple proceso mecánico de tamizado intersticial (que es el más viable para filtración rápida); y otros, los más pequeños, por mecanismos de transporte y fijación (Weber, 1979).

1.2.7.1. Mecanismo de transporte

Lleva la partícula pequeña desde la masa principal del fluido hasta la superficie del medio y de aquí a los intersticios disponibles. Los mecanismos de transporte incluyen la decantación por gravedad, la difusión, la intercepción y la hidrodinámica. Estos mecanismos dependen del

espesor del lecho, de la velocidad de filtración, la temperatura del fluido, la densidad y el tamaño de las partículas en suspensión.

1.2.7.2. Mecanismo de fijación

La retención de la partícula implica interacciones electrostáticas, enlaces químicos por puentes o adsorción específica, (en función del tipo de coagulantes si se han empleado en el pretratamiento), de las características del agua y del medio filtrante.

En los filtros granulares, la eliminación se produce por la combinación de los mecanismos mencionados. Aún más, a medida que el ciclo del filtro progresa, el tipo de los mecanismos de transporte y fijación que intervienen pueden cambiar. Lo anterior da lugar a diferentes calidades de efluente y pérdida de carga durante una corrida. Por ejemplo, si la fijación es favorecida por la adsorción específica de las partículas sobre el medio filtrante limpio pero no es favorecida por la adsorción sobre partículas fijas, se debe esperar un cambio de comportamiento cuando los lugares de adsorción están agotados (Weber, 1979).

1.2.8. Hidráulica de flujo

El flujo del agua a través de un filtro es hidráulicamente el mismo que el flujo a través de un estrato subterráneo. El flujo sigue un comportamiento laminar para el lecho filtrante limpio y permanece así hasta que el lecho queda obstruido por la materia en suspensión (Weber, 1979). Al suceder lo anterior, el filtro debe retirarse de operación y el medio filtrante ser lavado. La obstrucción del medio ocurre cuando:

- a) La pérdida de carga es muy grande
- b) Disminuye el caudal deseado con el sistema de equipo disponible
- c) La calidad del efluente se deteriora debido al paso de sólidos

1.2.8.1. Desarrollo de pérdida de carga

El simple paso del agua a través de un medio poroso provoca una pérdida de carga la cual es mínima al inicio de la corrida (h_0).

En un filtro por gravedad se desarrolla una presión menor a la atmosférica cuando la pérdida de carga excede la profundidad de la columna de agua sobre el filtro. Este fenómeno genera que se formen bolsas de aire, provenientes de la liberación de los gases disueltos en el agua o de posibles rupturas en la pared del filtro. Este fenómeno (“embolia del filtro”) reduce el área efectiva de filtración, aumenta la velocidad del paso de flujo y la pérdida de carga, lo que ocasiona la degradación del efluente.

En la Figura 1.7 se muestra la evolución de la pérdida de carga durante una corrida de filtración (Degrémont, 1973). Lo que se puede observar en la figura 1.7 es que cuando la arena es limpia la pérdida de carga (ΔP_a) es pequeña, y a medida que se va ensuciando la arena esta pérdida de carga va aumentando (ΔP_b) pasando de la curva “a” a la curva “b”.

1.2.9. Ensuciamiento

Los sólidos naturales que se separan por filtración son compresibles (algas, hierro, arcilla, células biológicas, etc.). Consisten principalmente de agua adsorbida en un 95% de su peso total. A medida que la pérdida de carga aumenta los materiales depositados se comprimen y se induce la formación de un aglomerado permeable que actúa como filtro que ayuda y aumenta la eficiencia de remoción. A este aglomerado se le denomina “torta” o “cake”. Si la cantidad de sólidos retenidos se incrementa, la permeabilidad de la torta disminuye y debe suspenderse la corrida de filtración para fines de limpieza (Camp, 1964).

La inspección visual de un lecho filtrante durante una corrida demuestra que la penetración de los sólidos ocurre a mayor profundidad del lecho al incrementar la tasa de filtración (Young, 1977).

Durante el proceso de ensuciamiento el grano del lecho experimenta un aumento de diámetro por la deposición del material suspendido. Algunos autores (Camp, 1964) consideran que se origina una capa o envoltura uniforme.

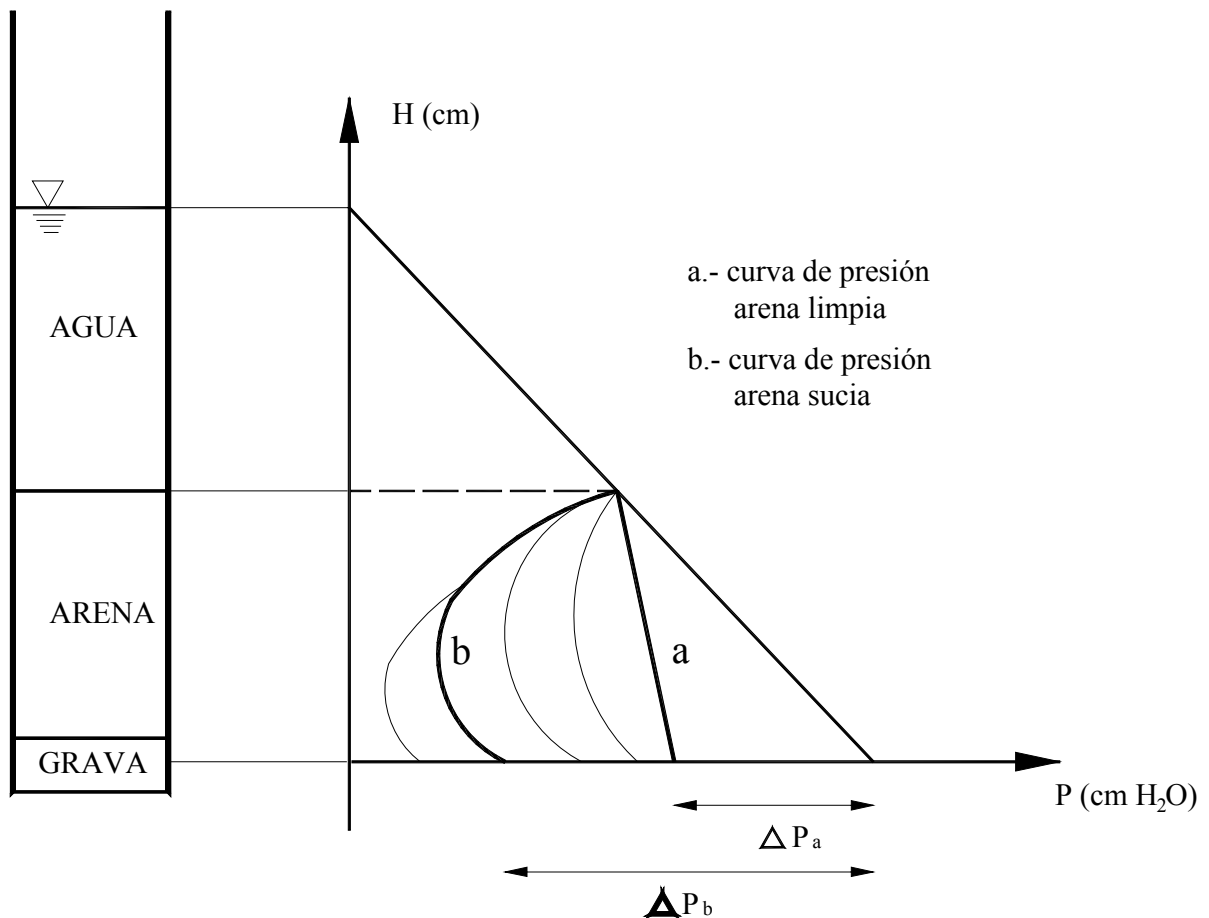


Figura 1.7. Evolución de la pérdida de carga.

1.2.10. Forma de los granos

Es muy variada y va desde los granos angulosos (material triturado) hasta los redondos (arena de río y mar).

Para una misma granulometría el aumento de pérdida de carga es menor con granos angulosos, ya que se acoplan poco unos con otros y dejan secciones de paso mayores.

El intervalo de tamaño para un medio granular va de 0.1 a 10 mm (Montgomery, 1985). El uso de granos de mayor tamaño permiten corridas de filtración más largas pues la porosidad aumenta pero existe un óptimo, ya que la calidad del efluente decrece al mismo tiempo.

Se sabe que el medio más frecuentemente usado es un lecho granulométrico de arena sílice. Pero no se descarta el hecho de la existencia de medios duales y múltiples. Un filtro que se utiliza ampliamente es el de antracita sobre arena (Young, 1977). Por otra parte, también existen filtros de medio múltiple compuestos de antracita, arena sílice y granate.

En un medio dual el primer medio, de talla superior, captura los sólidos suspendidos gruesos y el segundo los más finos. El tamaño de los granos de antracita pueden ser hasta tres veces más grandes que los de arena (Dahab, 1977).

La distribución homogénea de tamaño de granos provee de un medio de tamaño de poro uniforme a lo largo de la cama del filtro. Esto ayuda a mejorar la filtración ya que, la oportunidad de captura de sólidos no se reduce con la profundidad como podría suceder en filtros de lecho estratificados (Young, 1977).

La formación de bolas de lodo (mud balls) ocurre frecuentemente en filtros con lechos estratificados. La acumulación de estas provoca incrementos en las pérdidas de carga inicial y reduce la duración de la corrida y, eventualmente, la calidad del efluente.

Se recomienda como ideal, un lecho de granos más gruesos en la superficie y los más finos en el fondo, aunque desafortunadamente, en la realidad, la estratificación producida por el mecanismo de lavado es al revés (ASCE *et al.*, 1969).

1.2.11. Porosidad

La porosidad, P_o , es el parámetro más importante en relación con la duración de corrida y la pérdida de carga.

La porosidad promedio en un lecho limpio se determina dividiendo el volumen total del lecho menos el volumen de la arena entre el volumen total. El volumen de la arena puede obtenerse con el peso y la gravedad específica (para arena sílice el valor de su gravedad específica es 2.65) Se recomienda que la porosidad no sea menor a 0.35 ni mayor de 0.45 (Camp, 1964; ASCE *et al.*, 1969).

1.2.12. Retrolavado

Es el proceso por el cual se eliminan los sólidos retenidos en el filtro de arena al término de una corrida con el objeto de acondicionarlo para iniciar una nueva.

El retrolavado se realiza con flujo ascendente. La escuela americana indica realizar dicho proceso sólo con agua, y la escuela europea, propone hacerlo con una combinación de aire-agua (Metcalf y Eddy, 1977). En ambos casos el agua empleada es la producida por el propio filtro.

Durante el retrolavado el lecho filtrante se fluidifica, es decir, los granos pasan a formar parte de una suspensión donde ocurre la eliminación de los sólidos retenidos. La expansión recomendada para suspender los granos profundos es de un 20 a un 50% (ASCE *et al.*, 1969). La expansión de la cama varía inversamente con la viscosidad del agua de lavado (Camp, 1964). La resistencia de fricción máxima que el grano ofrece es su propio peso, ya que durante la fluidificación se encuentra libre.

Es esencial realizar estudios piloto de retrolavado para el diseño de filtros.

Como se había mencionado, el uso de granos de mayor tamaño permite corridas de filtración más largas, pero requiere de altas velocidades de retrolavado, esto limita las aplicaciones de diseño (Camp, 1964 y Young, 1977). Por ejemplo el intervalo de velocidad del agua de lavado depende del porcentaje que se requiera fluidificar el lecho (20 a 50 m/h de acuerdo con Young, 1977). Como dato se señala que la mínima velocidad que se necesita para una cama de dos milímetros de diámetro es de 112 m/h (Dahab y Young, 1977).

El tiempo recomendado para un lavado completo va de 3 a 10 minutos según ASCE *et al.*, 1969.

El utilizar aire y agua simultáneamente evita que se formen zonas muertas. Los granos del medio se mueven en forma circular de la base a lo alto del lecho.

Para el lavado es necesario definir los gastos del aire y el agua, la expansión del lecho y la duración del retrolavado.

Por otra parte, durante el lavado puede haber pérdidas del medio filtrante por la violenta agitación que se produce, para reducir esta pérdida se usa medio de arena con un tamaño mayor de 1.5 mm y tasas de retrolavado menores a 20 m/h de agua y 144 m/h de aire (Young, 1977).

1.2.13. Parámetros de control de operación

Para llevar un registro del transcurso o progreso de la corrida, se hace un monitoreo continuo del efluente de cada filtro y de las condiciones de operación. Montgomery (1985), propone determinar:

- a) Pérdida de carga. Mediante la lectura de la diferencia de niveles de agua. Para ello, se instalan 2 tubos transparentes y graduados, uno conectado a la línea del influente y otro a la del efluente (ASCE *et al.*, 1969).
- b) SST (sólidos suspendidos totales), el análisis se realiza por gravimetría de acuerdo con los métodos estándar (ASCE *et al.*, 1985).
- c) Tasa de filtración. Medida que se obtiene por medio de un medidor de flujo (ASCE *et al.*, 1969).
- d) Turbiedad. Se determina en el influente y efluente con el fin de evaluar el rendimiento.

1.3. Filtración combinada

Las plantas de tratamiento de aguas residuales deben combinar la capacidad de satisfacer estándares de calidad cada vez más rigurosos con alta confiabilidad. Además, los municipios están cambiando con un rápido crecimiento de las poblaciones, haciendo necesario la expansión de las instalaciones del tratamiento de aguas residuales o construcción de plantas nuevas. Al mismo tiempo, las plantas de tratamiento están siendo instaladas cada vez más cerca de las áreas urbanas - una tendencia que afecta la selección de tecnología. Los lodos activados biológicos han sido tradicionalmente una opción popular, a pesar de sus problemas biológicos frecuentes (tales como volcamiento y espuma). A continuación se discutirá con más detalle la opción de filtración combinada para instalarse en plantas de tratamiento en uso o para diseñarse en plantas nuevas como una opción nueva y que ocupa pocas dimensiones.

El típico sistema de biofiltro necesita de tres a cuatro tiempos menos que las plantas de lodos activados convencionales para un grado dado de tratamiento (Mc Coy, 1997). Modularidad, estética agradable, carencia de olores asquerosos y otros fastidios se obtienen junto con su capacidad de manejar variaciones amplias de carga, son las ventajas adicionales.

Los sistemas de biofiltración han sido instalados en muchas grandes ciudades (entre ellas Colombes, cerca de París en Francia, Oslo en Noruega, Koln en Alemania, Liverpool en el Reino Unido, Roanoke en los EUA, Budapest en Hungría, y Dahlian en China). Hasta la fecha, aproximadamente un ciento de plantas de biofiltración han sido construidas alrededor del mundo.

1.3.1. Aplicación de la filtración al tratamiento de las aguas residuales

Se considera agua residual la proveniente de los desechos líquidos domésticos, industriales o de cualquier otra actividad humana. Su color varía del gris (fresca) hasta el negro (séptica). Tratar el agua es reducir su concentración de contaminantes y para lograr este objetivo se llevan a cabo los siguientes procesos (Ramalho, 1977):

- a) Pretratamiento. Consiste en eliminar la materia, que por sus características físicas, es fácil de separar mediante una rejilla de cribado, un desarenador y un desnatador.
- b) Tratamiento primario. Es la eliminación de los lodos o sólidos precipitados mediante decantación.
- c) Tratamiento secundario. Tiene por objetivo reducir la concentración de materia orgánica mediante procesos biológicos o fisicoquímicos. Después de esta operación se realiza la sedimentación, que elimina los lodos precipitables formados.
- d) Tratamiento terciario. Utilizado para reducir lo que haya logrado pasar del tratamiento anterior, un ejemplo de ello es la filtración terciaria.

La filtración se usa para preparar el agua residual y enviarla a procesos de tratamiento posteriores o para su utilización directa, como agua de reuso. Puede aplicarse directamente al

efluente de una planta de tratamiento biológico o a continuación de un proceso coagulación-sedimentación (Metcalf y Eddy, 1977).

La utilización de un lecho filtrante granular (filtración a profundidad) se debe, principalmente, a que retienen gran cantidad de materia de dimensión relativamente pequeña (Degrémont, 1973).

1.3.2. Características funcionales de los filtros

La mayoría de estas unidades de tratamiento cuentan con los siguientes elementos básicos: un contenedor aislado, donde se confina el medio filtrante; 2) un sistema de drenaje para evacuar el líquido tratado; 3) el medio filtrante; 4) un sistema para alimentación y distribución del líquido a tratar sobre el medio filtrante; y 5) un medio de soporte.

Unidad contenedora del medio

La unidad contenedora, que alberga el medio filtrante puede ser: una excavación, una estructura de concreto, etc. La elección depende del tipo de filtro que se desee implementar, de las condiciones del terreno, donde se ubicará la unidad y de factores económicos.

Sistema de drenaje

El sistema de drenaje se emplea para recolectar el líquido tratado y transportarlo para su disposición final.

Medio filtrante

Durante muchos años se han investigado y usado diferentes tipos de medios filtrantes incluyendo: carbón activado, antracita, cortezas de árbol, granate, vidrio, grava, ilmenita, listones (amarrados), restos de minerales, piedra, plástico, espuma plástica y arcillas expansivas. Hasta la fecha, la arena se constituye como el medio filtrante más utilizado en la construcción de filtros de lecho empacado.

Sistema de distribución

Para aplicar uniformemente sobre el medio filtrante el líquido a filtrar, se requiere de un sistema de distribución, que puede operar a presión o por gravedad.

Dosificación

La dosificación del líquido que se va a tratar sobre el lecho empacado puede ser intermitente, con recirculación o continua.

1.3.3. Filtración combinada

Los filtros son unidades de tratamiento físico y biológico que se han utilizado desde hace muchos años en el manejo de aguas residuales. Entre los filtros empleados en el tratamiento de aguas residuales se cuenta con: 1) filtros percoladores convencionales y de tasa alta; 2) filtros de tasa alta con medio granular y poroso, usados en la filtración de efluentes tratados; y 3) filtros de tasa baja con medio granular y poroso (Crites y Tchobanoglous, 2000).

1.3.3.1. Lechos sumergidos

En la década de los setenta se comenzó a investigar el comportamiento de los lechos sumergidos para eliminar materia orgánica y para desnitrificar agua potable. Aun cuando la base de la tecnología es muy antigua y han existido innumerables referencias de lechos bacterianos sumergidos que trabajan por alternancia: (en una fase se inundaba el lecho y se provocaba el contacto de la película formada en el relleno con el agua a tratar, y en segunda fase se vaciaba el lecho permitiendo la oxigenación de la película y esto de forma intermitente), la tecnología actual de los lechos sumergidos está enormemente mejorada.

En función de que se utilice el lecho para eliminar sólo materia orgánica o también para nitrificar y desnitrificar, existen distintos tipos de relleno, flotante o no, y distintos tipos de circuitos a corriente o contracorriente con el aire necesario para la oxigenación (Ronzano y Dapena, 1995).

Este proceso permite además, en algunos casos, combinar la eliminación de materia orgánica con la filtración del agua a través del lecho y eliminar la decantación secundaria.

Los filtros sumergidos, son filtros donde el medio filtrante está localizado debajo de la superficie del agua. Entre muchas características de diseño de filtros, la más importante característica es saber si se tratará de un medio filtrante estacionario o móvil.

La figura 1.8 muestra el diseño del principio de filtro de medio filtrante estacionario. Los factores primordiales para el diseño son: el control del engrosamiento de la biopelícula y el suministro de oxígeno para el agua.

Al respecto del engrosamiento de la biopelícula y problemas con el taponamiento, hay solamente dos soluciones para el problema: 1) la porosidad del medio filtrante debe de ser suficientemente grande y con condiciones hidráulicas adecuadas para prevenir el excesivo engrosamiento de la biopelícula, considerando que el medio filtrante sea tal para obtener la mayor área superficial específica, y por lo tanto esta solución da como consecuencia biofiltros que requieren mayor espacio para instalarlos; 2) otra alternativa es el retrolavado del filtro. Esto se consigue aplicando un alto flujo de agua. En los filtros con un tamaño de partícula pequeño, usualmente arena, las partículas son levantadas quedando libres unas de otras y girando cada una de ellas se van restregando entre si ocasionando la erosión de la superficie de las partículas del medio filtrante, y con esto disminuye la pérdida de carga y se mejora la calidad del efluente del biofiltro, aquí se puede usar tamaños de partícula menores para obtener grandes áreas superficiales específicas, y disminuir las dimensiones de los biofiltros.

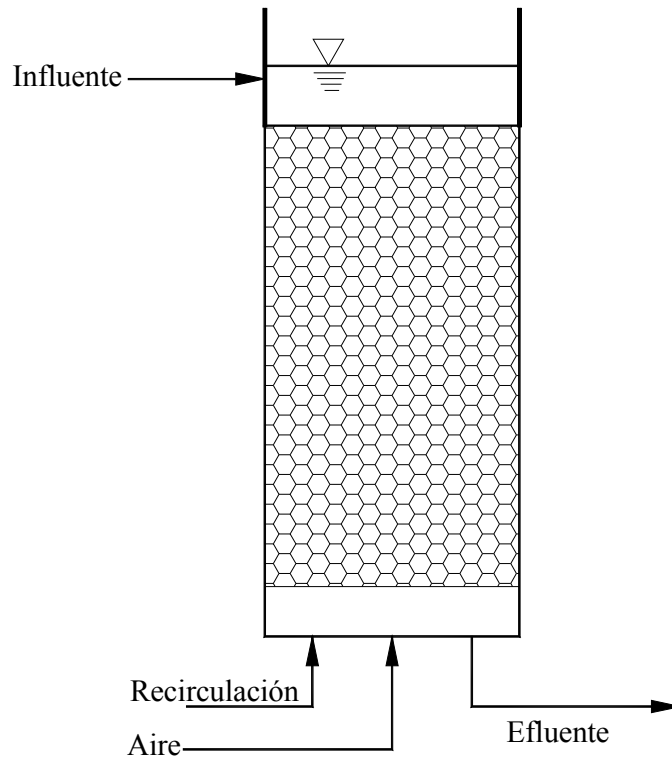


Figura 1.8. Biofiltro sumergido con un medio filtrante estacionario.

Los biofiltros de medio filtrante móvil son aquellos en los cuales la densidad del medio filtrante es menor que la del agua, o se puede dar el caso en que el flujo dentro del biofiltro es tal que suspende las partículas manteniéndolas en estado fluidificado.

1.3.3.2. Reactor de lecho empacado

En el tratamiento de las aguas residuales se emplean reacciones químicas y biológicas que transcurren bajo condiciones controladas en el interior de unidades o tanques llamados reactores.

Los reactores de lecho empacado se llenan con algún tipo de medio de soporte tal como piedra, desechos, cerámica o plástico (ver figura 1.9). Con respecto al flujo, los reactores pueden estar completamente llenos (filtro anaerobio) o dosificados intermitentemente (filtro percolador)

1.3.3.2.1. Proceso de biopelícula bacteriana adherida de flujo ascendente

El proceso de tratamiento de película bacteriana adherida más común es el proceso de filtro anaerobio de flujo ascendente usado para el tratamiento de los desechos orgánicos carbonáceos (ver figura 1.10).

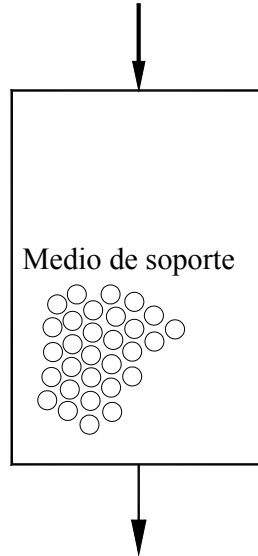


Figura 1.9. Reactor de lecho empacado

El filtro anaerobio es una columna llena de varios medios sólidos que se usan para que se adhieran las bacterias. El influente fluye hacia arriba a través de la columna, entra en contacto con el medio, sobre el cual crecen y se retienen las bacterias anaerobias. Dado que las bacterias se retienen sobre el medio y no se lavan con el efluente, se pueden obtener tiempos de retención celular del orden de cien días (Crites y Tchobanoglous, 2000). Se pueden lograr valores grandes para tiempos de retención celular con tiempos cortos de retención hidráulica, de manera que se pueden usar filtros anaerobios para el tratamiento de desechos de baja concentración a temperatura ambiente.

Poco tiempo después de que un filtro entra en funcionamiento, aparece una delgada película bacteriana en las capas superiores sobre los granos del medio filtrante; esta película es muy importante dentro del funcionamiento normal del filtro, ya que mediante absorción retiene microorganismos y materia coloidal soluble y particulada presentes en el agua influente.

1.3.3.2.2. Proceso de biopelícula bacteriana adherida de flujo descendente

El proceso de flujo descendente es similar al de flujo ascendente, exceptuando que el agua residual que va a ser tratada se introduce en la parte superior del reactor y el efluente tratado se retira uniformemente del fondo del reactor (ver figura 1.11).

Otra diferencia estriba en que el medio usado para la adhesión de la masa bacteriana se acomoda en sentido vertical con espacios grandes entre los medios, en comparación con el flujo ascendente. Gracias a los espacios más grandes hay menos taponamiento y se utilizan diferentes tipos de medios.

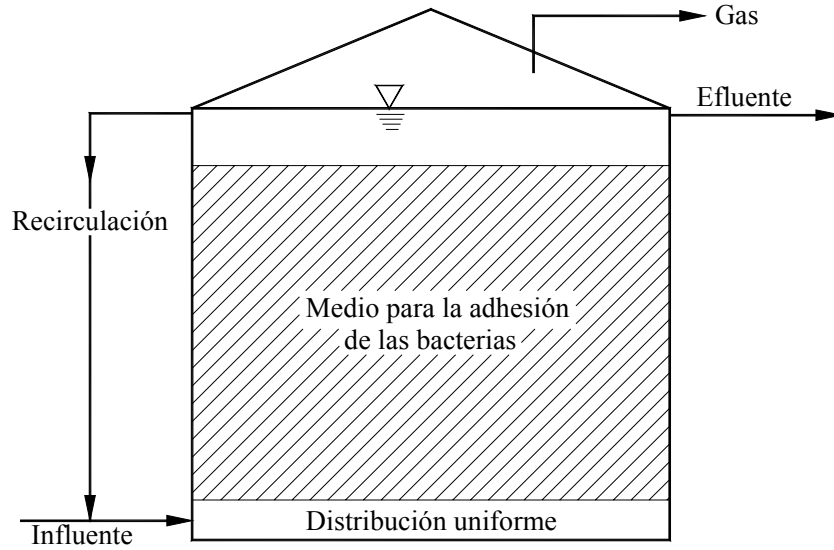


Figura 1.10. Filtro anaerobio de flujo ascendente

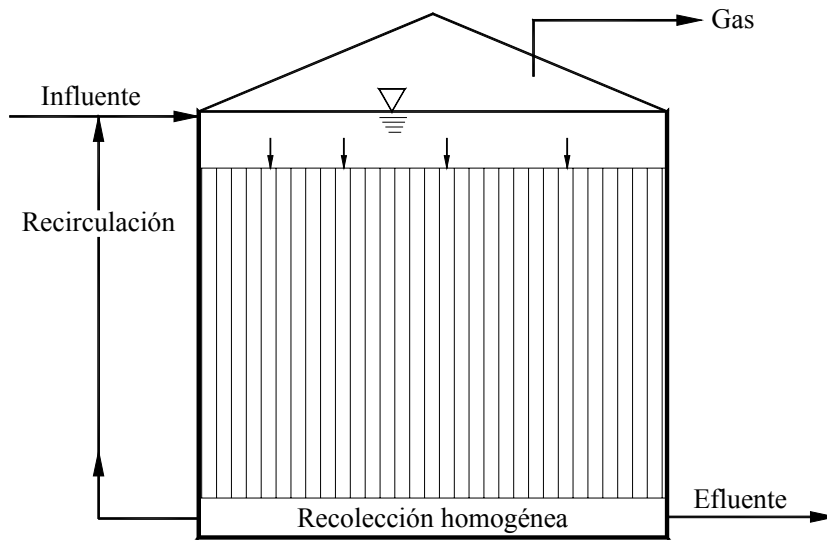


Figura 1.11. Filtro anaerobio de flujo descendente

1.3.4. Biofiltros aireados sumergidos de flujo ascendente

Desde su introducción en Europa a finales de los años ochenta, los filtros aireados biológicos han ganado gran aceptación alrededor del mundo. La biofiltración sumergida sigue siendo un proceso biológico bastante nuevo. Al final de los años 80, los filtros aireados biológicos comenzaron a aparecer en Europa, basados en un modo de alimentación de flujo descendente y ascendente (Pujol *et al.*, 1994). Hoy en día, la mayoría de los biofiltros funcionan en el modo de flujo ascendente (ver figura 1.12), exhibiendo una transferencia más eficiente de oxígeno y

sustratos según lo indicado por Vanderhoek *et al.*, 1994, y Piazza *et al.*, 1995, y siendo menos sensible al taponamiento de la superficie (Jepsen *et al.*, 1993).

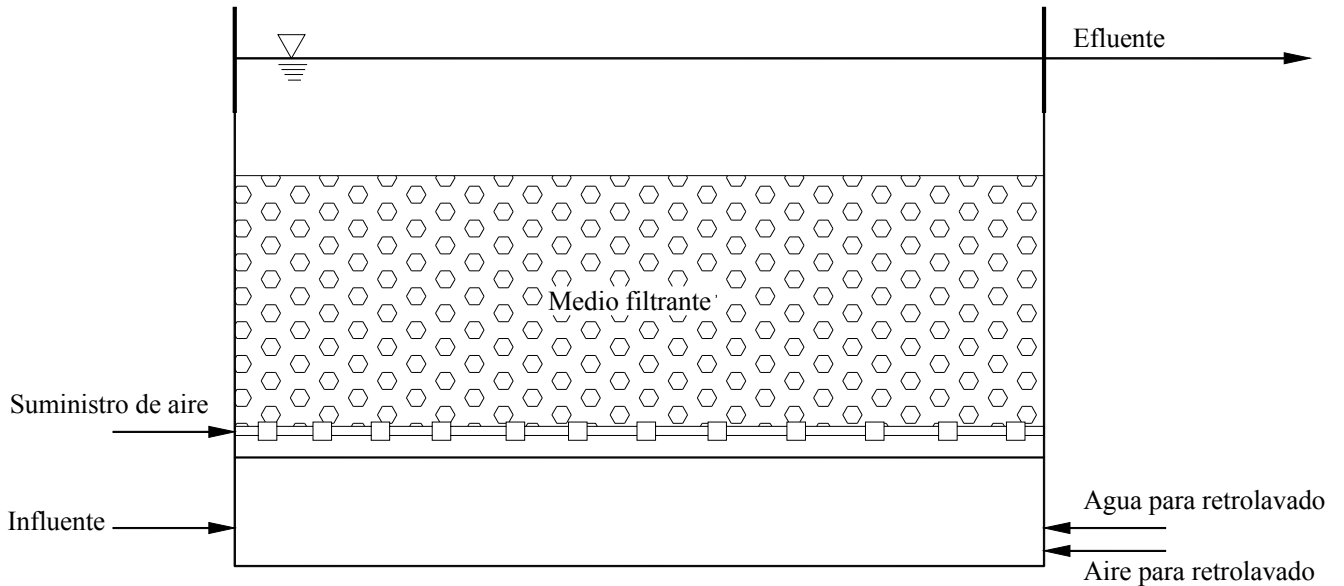


Figura 1.12. Biofiltro aireado de flujo ascendente.

El proceso esta basado en:

- una sola capa de lecho granular, el cual es un compuesto de partículas de arcilla que tienen una gravedad específica mayor de 1.0; la granulometría debe ser seleccionada según su aplicación (granulometría pequeña para la nitrificación, más grande para la desnitrificación).
- una distribución del flujo ascendente del aire y del agua (un biofiltro aireado). Una aireación adecuada del proceso junto con el sistema de regulación del aire es usado para remover carbono y llevar a cabo la nitrificación. La cantidad de aire inyectado depende del objetivo principal del reactor.
- un sistema de fácil dosificación para agua y aire, controlado mediante válvulas.
- secuencias de retrolavado del filtro son adaptadas para permitir la operación óptima del filtro. El tiempo normal entre retrolavados es de 24 horas. Anteriormente, retrolavados continuos (aire y agua) fueron usados, pero hoy en día una repetición de ordenar fases (aire y agua) ha probado mayor eficiencia en la restauración de la capacidad de filtración del medio.

Un parámetro importante para la filtración combinada aerobia es la carga aplicada (Boller *et al.*, 1994). Para aplicación carbonosa, nitrificación o desnitrificación, este parámetro puede ser expresado por la carga diaria de contaminación (carbono, amoníaco o nitratos) aplicada a un metro cúbico del medio filtrante (expresados en $\text{kg}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$). La carga aplicada esta relacionada con la calidad esperada del efluente, y este es el parámetro de diseño principal cuando se dimensiona un biofiltro.

La primera generación de biofiltros de flujo ascendente apareció en Europa a principios de la década de los años 80. El rango de velocidades de agua que iba desde 1 a 10 m³/m²·h fueron alcanzados normalmente en biofiltros aerobios, y hasta 15 m/h en los biofiltros anaerobios. Las cargas aplicadas eran cerca de 3 kgDBO/m³·d y 1.5 kgNH₄⁺-N/m³·d, con eficacias de remoción previstas siendo respectivamente alrededor de 70% y 90% (Pujol *et al.* 1994).

Recientemente, mejoras significativas en la tecnología y una comprensión mejor de los mecanismos de la biofiltración han permitido que los parámetros de diseño aumenten sin el detrimento a la planta en funcionamiento. Las investigaciones han demostrado que un incremento en la velocidad de flujo en particular mejora la transferencia del sustrato entre el agua y la biopelícula (Shigehisa *et al.*, 1994; De Beer *et al.*, 1996; Horm 1999).

Cuanto más alta es la velocidad del agua, más alto es el rango de transferencia del sustrato a la biopelícula (Tschui *et al.*, 1994). Similarmente, cuanto mejor es la distribución del flujo, mejor es la distribución de la biomasa a través de la biopelícula. A pesar de la reducción en el tiempo de contacto, el aumento en la velocidad del agua tiene un efecto positivo en el rango de transferencia global y por lo tanto en la capacidad máxima del filtro. Además, a cada incremento en la velocidad de agua, el nivel de sólidos suspendidos a la salida se normaliza dentro del estándar aceptado en descargas de efluentes.

Los biofiltros sumergidos usados para el tratamiento de aguas residuales son reactores biológicos intensivos, los cuales permiten la construcción de plantas muy compactas. En el campo de los sistemas de flujo ascendente usando medios pesados (gravedad específica > 1) para la filtración, las mejoras significativas han sido hechas en:

- selección de medios específicos, dependiendo en las aplicaciones de remoción
- mejoras en los procedimientos de retrolavado, los cuales permiten un mejor control de la biomasa
- aplicación de altas velocidades de agua (de 3 a 6 m³/m²·h), induciendo una mejor eliminación de material orgánico.

1.3.5. Filtros anaerobios

Los filtros anaerobios fueron introducidos por Young y McCarty (1969), recomendándolo inicialmente para sustratos solubles y medianamente concentrados en materia orgánica. En la actualidad se ha aplicado en laboratorio y a escala real tratando una amplia serie de sustratos a diversas concentraciones. Esencialmente consiste en un reactor de flujo ascendente empacado con soportes plásticos o con piedras de 3 a 5 cm de diámetro promedio. El coeficiente de vacío debe ser grande para evitar el taponamiento, lo que en algunos casos se traduce en un área específica inferior a 100 m²/m³. El área superficial del soporte parece tener poca influencia en la eficiencia de remoción a partir de 100 m²/m³, además un soporte con alta área específica generalmente aumenta el riesgo de taponamiento (excepto con la roca, que tiene problemas de este tipo a pesar de su baja área específica).

Debido a la distribución desordenada del soporte, las purgas de lodo no son efectivas, lo que provoca una acumulación lenta pero constante de biomasa que con el tiempo puede crear problemas de taponamiento. Este reactor puede admitir cargas hasta de $15 \text{ kgDQO/m}^3 \cdot \text{d}$.

Los filtros anaerobios, que se conocen también como filtros sumergidos, son sistemas diseñados para llevar a cabo el tratamiento anaerobio empleando un crecimiento de biomasa por adherencia (ver figura 1.13). En los filtros anaerobios los microorganismos se encuentran adheridos a un soporte, el cual puede ser plástico o rocas. El soporte permite la acumulación de una gran cantidad de biomasa (adherida y atrapada), sirve de separador gas-sólido, favorece un flujo uniforme a través del reactor e incrementa el contacto entre el sustrato y los microorganismos.

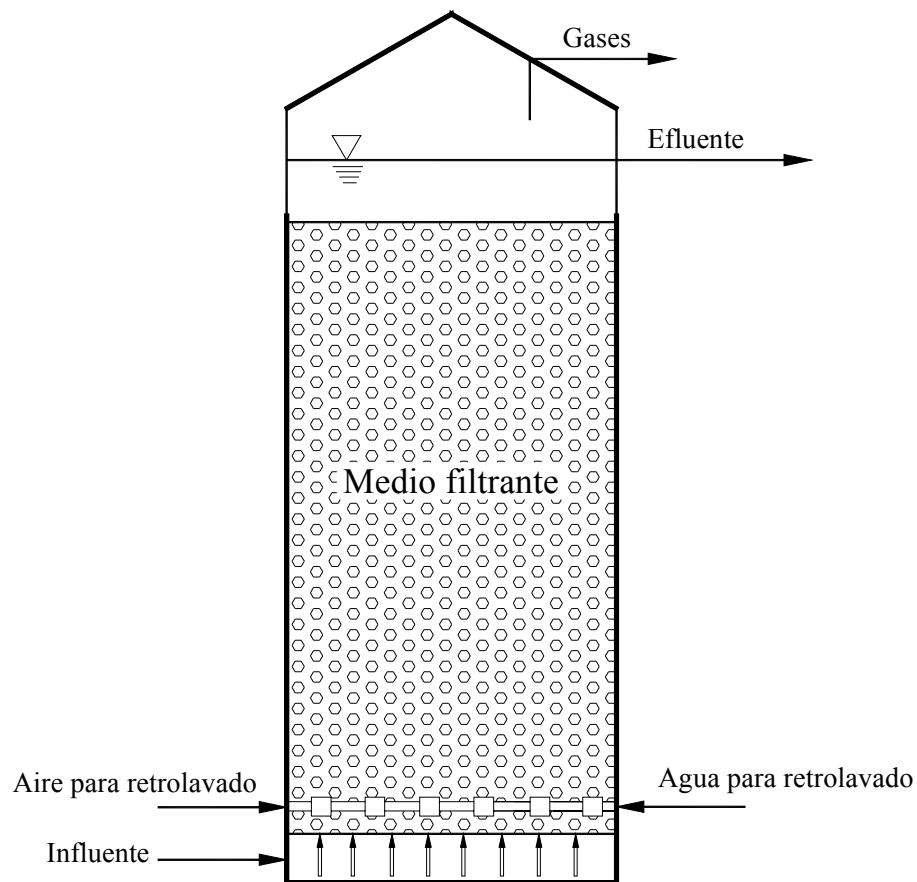


Figura 1.13. Biofiltro anaerobio de flujo ascendente.

El filtro anaerobio es similar a un filtro percolador aerobio salvo que la alimentación de agua residual penetra por el fondo de la unidad y la abandona por la parte superior. En consecuencia, el material de relleno está completamente sumergido en el agua residual y por ello no hay aire en absoluto dentro del sistema, por lo que se puede decir que se mantienen las condiciones anaerobias requeridas. Puede emplearse grava o relleno sintético.

El filtro anaerobio constituye un sistema eficaz para el tratamiento anaerobio de las aguas residuales solubles. No se requiere reciclado ya que la biomasa permanece adherida al relleno del filtro y por lo tanto no se pierde con el efluente. Es posible operar los tratamientos anaerobios a temperaturas menores que las requeridas en el proceso de contacto, debido a la concentración elevada de biomasa presente en el filtro (Ramalho, 1993).

El filtro anaerobio no resulta indicado para el tratamiento de aguas residuales conteniendo concentraciones elevadas de sólidos en suspensión debido a problemas de obstrucciones.

El diseño de los filtros anaerobios está basado fundamentalmente en consideraciones empíricas (Benefield y Randall, 1980).

Los filtros anaerobios son reactores de segunda generación, donde se manejan tiempos de retención hidráulico sustancialmente pequeños (de 0.5 a 3 días), lo que implica una importante reducción en los volúmenes del reactor, y una mayor estabilidad y facilidad en su operación. Esto se logra al retener la biomasa anaerobia dentro del reactor mediante la formación de una película de microorganismos fijos sobre soportes. Otras ventajas obtenidas son un cierto grado de resistencia a productos tóxicos, una adaptación rápida a cambios de alimentación y un arranque rápido después de periodos prolongados sin alimentación (López, 1990).

El arreglo en serie de dos filtros anaerobios parece ser más eficiente que un solo reactor. Inclusive, esto permite una operación invertida (cambiar el sentido del flujo en el arreglo) que se traduce en un mejor uso de la capacidad de tratamiento instalada y reduce los riesgos de taponamiento.

Un estudio de correlación (Young, 1990) mostró que el tiempo de retención hidráulico es el parámetro más importante en la remoción de la DQO. Idealmente, el tiempo de retención celular (TRC) debería ser el parámetro más adecuado de diseño. Sin embargo, es difícil establecer el contenido de biomasa del reactor, haciendo impreciso el cálculo del TRC.

Cuando se diseña un filtro anaerobio a escala industrial mediante cargas orgánicas éstas pueden ser tan grandes como $12 \text{ kgDQO/m}^3\cdot\text{d}$, excepto cuando los desechos a tratar se presentan en concentraciones de DQO por arriba de $12,000 \text{ mg/l}$, caso en que se puede exceder ese valor.

Los factores hidráulicos se refieren al tipo de mezclado que se tiene dentro del reactor, el cual puede ser idealmente de flujo pistón o completamente mezclado, aunque en la práctica se tiene un flujo intermedio. La incorporación de una línea de recirculación lleva al sistema hacia un régimen de tipo completamente mezclado.

Para el arranque de un filtro anaerobio es importante que se cuente con un material de soporte adecuado, para que se adhieran los microorganismos presentes en el inóculo y por lo tanto, tener una biopelícula bien desarrollada en el tiempo más corto posible.

Una gran variedad de materiales se han probado como soporte para la retención de biomasa en el filtro anaerobio y su funcionamiento. Son tres los factores principales que intervienen en la

velocidad de adhesión de la biopelícula sobre el empaque: la superficie rugosa, la porosidad, y la lixiviación de nutrientes traza.

La importancia de cada uno de estos factores es diferente dependiendo sobre todo del diseño del reactor. Arranques rápidos se han logrado utilizando como medio de soporte piezas de barro o arcilla, ya que este material presenta una superficie específica (relación área/volumen) alto y una buena porosidad. Además, el buen funcionamiento de la arcilla puede asociarse con la lixiviación de nutrientes inorgánicos, los cuales estimulan el crecimiento y actividad de las bacterias.

Durante el periodo de arranque, la concentración de biomasa debe mantenerse en niveles mayores a 20 kg SSV/m³, por lo que puede ser necesario reinocular varias veces para compensar el lavado de la biomasa. Para asegurar la adhesión microbiana y prevenir el lavado de bacterias inoculadas, el sistema se somete a alimentación por lote y a una recirculación por espacio de unas cuantas horas o días, dependiendo de la evolución de la biopelícula. Independientemente del patrón de flujo de diseño, la recirculación debe ser del tipo descendente con el fin de distribuir mejor el material de inóculo en toda la masa de soporte. Durante el arranque se recomienda aplicar en un inicio una carga orgánica másica inferior a 0.1 kg DQO/kg SSV·d, y tiempos de retención hidráulicos del orden de un día, para prevenir el lavado de la biomasa.

En los reactores anaerobios, los sólidos biológicos se acumulan después de varios meses de operación. En el filtro anaerobio la acumulación se lleva a cabo en la parte inferior del reactor (Young y Dahad, 1982; Siino *et al.*, 1985). La acumulación de éstos puede variar según el tipo de residuo a tratar. Esto se debe a que las aguas residuales pueden presentar un alto contenido de sólidos suspendidos, principalmente sólidos no biodegradables (carbonato de calcio o precipitados de otros minerales) además del crecimiento microbiano. Este incremento se puede controlar mediante una purga periódica de estos, la cual se realiza en los puntos de muestreo que generalmente se encuentran localizados en la parte inferior del reactor y la distancia a la cual se colocan esta en función del tamaño del recipiente.

Un retrolavado puede ser necesario en caso de taponamientos frecuentes, sobre todo cuando se emplea piedra como soporte. Sin embargo, los medios para realizarlo son de difícil adecuación si no se cuenta con ellos desde el diseño.

Los problemas más comunes en los filtros anaerobios son la obstrucción y el acanalamiento debidos a la acumulación de sólidos en la parte baja del reactor. Estos pueden ser especialmente agudos cuando los reactores se operan con aguas residuales con altas cargas orgánicas. Por otro lado, el acanalamiento depende del tipo de soporte empleado, el cual afecta la distribución del flujo.

Para tratar de superar el taponamiento, varias investigaciones (Olthof y Oleszkiecz, 1982; Lettinga *et al.*, 1983; Guiot y Van den Berg, 1984, 1985) se han avocado al uso de reactores anaerobios del tipo híbrido, diseñado como UASB en la zona inferior y como filtro anaerobio en la parte superior del reactor. El soporte del filtro anaerobio permite la retención de la

biomasa en la zona de lecho de lodos y se evitan los problemas de taponamiento observados en el reactor filtro anaerobio.

1.3.6. Otros filtros de lecho empacado

Otros tipos de filtros de lecho empacado se han desarrollado, ya sean intermitentes o con recirculación y utilizando diferentes materiales como plástico absorbente, turba y tela.

1.3.6.1. Filtros intermitentes

Los filtros intermitentes de arena se han empleado para el tratamiento de aguas residuales de unidades habitacionales y de comunidades enteras, como parte de sistemas centralizados o descentralizados, por más de 100 años.

Los primeros intentos por realizar un tratamiento de aguas residuales con filtros de arena y grava se pueden ubicar en Ealing y Chorley, Inglaterra a finales de la década de 1860 (Frankland, 1870).

En los experimentos de filtración realizados por Frankland y posteriormente en Lawrence, Massachussets, fue común la formación de una capa de material biológico en la superficie del filtro, como resultado de la operación.

1.3.6.2. Filtros con recirculación

Los filtros con recirculación son similares a los filtros intermitentes, excepto en que una fracción del efluente tratado en el filtro se conduce hasta un tanque de recirculación, donde se mezcla con el influente para ser aplicado sobre el filtro. Bajo esta forma de operación se puede aplicar un mayor caudal sobre el filtro, dado que se diluye la concentración del influente.

Los filtros con recirculación evolucionaron a partir de los filtros intermitentes de arena en la década de 1970 cuando Hines introdujo su utilización en Illinois, Estados Unidos (Hines y Farveau, 1974).

En Virginia del Oeste, se reemplazó la arena como medio filtrante por cenizas de carbón generadas en plantas de energía (Swanson y Dix, 1988). En Oregon, la arena se reemplazó por grava fina (Ronayne *et al.*, 1984). La utilización de este tipo de medios filtrantes produjo la reducción de la colmatación de los filtros y la posibilidad de manejar cargas mayores.

1.3.6.3. Filtros con medio absorbente de plástico

El biofiltro denominado Waterloo utiliza espuma plástica como medio absorbente, para el tratamiento aerobio de agua residual. El biofiltro fue desarrollado en Canadá en la Universidad de Waterloo por Jowett (Jowett y Mc Mastes, 1994, 1995). El medio filtrante, conformado por cubos de espuma de 3 a 4 pulgadas; la gran porosidad y área superficial del medio le permite al filtro soportar cargas hidráulicas elevadas.

1.3.6.4. Filtros de lecho empacado de tela

El filtro de tela (también conocido como biorreactor textil) fue desarrollado como alternativa frente a los filtros de arena y grava. Este tipo de filtros utiliza trozos de tela sin urdir en lugar de un medio granular y manejan tasas de carga hidráulica superiores, reduciendo así el espacio requerido para su instalación. La porosidad total del medio, ya sea compacto o no, es de casi 80%.

1.3.6.5. Filtros de turba

La utilización de filtros de turba, como una alternativa para el tratamiento biológico y físico de efluentes de tanque séptico ha sido reportada desde 1984 (Brooks *et al.*, 1984). Este tipo de filtros fue utilizado en Main y Ontario. La turba es un material permeable, y un medio absorbente que sirve para: 1) filtrar el agua residual, 2) como sustrato en el tratamiento biológico, y 3) para reducir la concentración de fósforo.

2. Objetivos y alcances

Los objetivos que se persiguen en el presente trabajo se enfocan principalmente a la remoción de sólidos suspendidos y materia orgánica presentes en el agua residual cruda que llega a la planta de tratamiento de aguas residuales de ciudad universitaria (PTARCU), UNAM.

Para llevar a cabo esta experimentación se utilizará un biofiltro anaerobio (reactor piloto) ubicado en la PTARCU, que trabaja mediante filtración a través de un lecho empacado de tezontle combinado con el proceso biológico.

2.1. Objetivo general

El objetivo general es combinar el proceso físico de filtración con el proceso biológico anaerobio para remover contaminantes suspendidos y orgánicos solubles de aguas residuales municipales

El proceso físico de filtración por si solo se encarga de remover partículas suspendidas que quedan atrapadas entre los intersticios del lecho filtrante, combinándolo con el proceso biológico anaerobio se removerán los contaminantes orgánicos, además de obtener excretos bacterianos de gas metano y dióxido de carbono principalmente.

El término "aguas residuales municipales" comprende numerosos tipos de desechos líquidos, desde las aguas de drenaje doméstico y de servicios, hasta los subproductos industriales y las aguas pluviales colectadas en la red municipal. Las aguas que llegan a la PTARCU se consideran "municipales", debido a que en la red de drenaje descargan aguas residuales domésticas de las colonias aledañas a ciudad universitaria, además de toda el agua residual que llega de las facultades e institutos que se encuentran localizados dentro del circuito escolar de ciudad universitaria y el agua pluvial que se colecta por la misma red en época de avenidas.

2.2. Objetivos particulares

En los objetivos particulares mediante parámetros de remoción se analizará el desempeño del reactor piloto. Estos parámetros se fijarán en la capacidad del reactor para remover materia orgánica y sólidos suspendidos mediante el proceso biológico anaerobio y físico de la filtración, respectivamente.

2.2.1. Evaluar la capacidad de remoción de material orgánico, como demanda química de oxígeno (DQO)

La remoción de material orgánico se medirá como la diferencia porcentual entre lo que entra y lo que sale de demanda química de oxígeno (DQO), o sea, la cantidad de oxígeno requerida para oxidar químicamente la materia carbonosa (orgánica) presente en el agua residual.

2.2.2. Evaluar la capacidad de remoción de sólidos suspendidos totales (SST)

Otro de los parámetros a medir es la remoción de sólidos suspendidos totales mediante el proceso físico de la filtración, y así, evaluar al reactor en su capacidad filtrante. Esto se lleva a cabo mediante filtrado de muestras de lo que entra y lo que sale del reactor, a tal modo de obtener el peso volumétrico de los sólidos suspendidos.

2.3. Alcances

Se instalará un reactor piloto para filtración combinada anaerobia en la planta de tratamiento de aguas residuales de ciudad universitaria de la UNAM.

3. Metodología

La ciencia es una de las actividades que el hombre realiza para satisfacer su necesidad de conocimiento y comprensión del mundo que lo rodea, mediante un conjunto de acciones encaminadas y dirigidas hacia un fin determinado, que es el de obtener un conocimiento verificable sobre cualquier cosa que le interese; el estudio y desarrollo de un biofiltro anaerobio por ejemplo.

El conocimiento se da como un proceso, no como un acto único donde se pasa inmediatamente de la ignorancia a la verdad. Cuando alguien se comienza a preocupar del modo en que se adquiere un conocimiento, o cuando se intenta encontrar un conocimiento nuevo, se presentan cuestiones de variada índole, muchas de las cuales integran el campo de la metodología.

En este capítulo se describe la metodología empleada para la caracterización del material filtrante (tezontle), así como el diseño y acondicionamiento del reactor, y el diseño de experimentación para obtener los resultados que se presentarán en el capítulo 4.

3.1. Caracterización del material filtrante (tezontle)

El material de soporte fue de tipo inorgánico, seleccionando al tezontle por su porosidad, rugosidad, área superficial (área específica), bajo costo y disponibilidad en el mercado mexicano.

Se consideró al tezontle un medio propicio para emplearlo en el biofiltro, pues reúne algunas de las características deseables:

- Poroso
- Rugoso
- Durable por su resistencia mecánica a la abrasión y el impacto
- Resistente al ataque microbiano
- De bajo costo y con disponibilidad en el mercado

De acuerdo a Moore *et al.* (2001) el tamaño del soporte para tratar agua con materia carbonosa debe tener un diámetro cercano a 6mm. Se tomó en cuenta esta recomendación en la selección del tamaño del material a emplear, mismo que se adquirió pre-cribado directamente en la mina. Posteriormente, el material fue cribado de manera fina para obtener un material con las características deseadas. Se utilizó el material que pasó a través de una criba con abertura de 1/4 (abertura = 6.35 mm) y 4 (abertura = 4.76 mm), según especificaciones ASTM (American Society for Testing Materials) - AASHO (American Association of State Highways Officials). Previo a su colocación dentro del reactor, el material fue lavado y caracterizado.

El tamaño y forma de las partículas de tezontle que conforman el lecho filtrante es muy variado. En forma geométrica se aproxima a un elipsoide, teniendo casi siempre un eje mayor que los otros dos, ya que si la distancia entre ejes fuera igual se estaría hablando de una esfera.

El tezontle tiene mayor área superficial por unidad de volumen (área superficial específica) que la grava, y permite que se reduzca el tamaño físico del biofiltro y que tenga un rendimiento mucho más alto. Debido a la gran área superficial disponible para que las bacterias colonicen, se obtiene agua más clara y el biofiltro requiere limpieza menos frecuente. La inversión en tezontle es sumamente baja para tratamientos de aguas residuales. Puede incluso permitir diseñar un biofiltro en pequeñas dimensiones horizontales, y esto es una gran ventaja ya que los espacios urbanos cada vez son más limitados.

No hay cantidad exacta en el uso del tezontle para filtración biológica, cuanto mayor cantidad de tezontle se usa en un biofiltro, más área superficial y más eficiente el tratamiento del agua residual será. Como el tezontle se puede triturar a diversos tamaños, puede ser mezclado para alcanzar diversos coeficientes en fluidez de poro.

El material filtrante es tezontle, roca ígnea extrusiva de origen volcánico. Se seleccionó tezontle por su gran porosidad natural, rugosidad, área superficial, bajo costo y facilidad para conseguir. El tezontle es satisfactoriamente ideal para la inmovilización de microbios y enzimas en los procesos de tratamiento de aguas residuales. A continuación se presenta la tabla 3.1 con algunas características del tezontle, o sea, del material filtrante.

Tabla 3.1. Características del tezontle.

Nombre de la roca	Tezontle
Tipo básico	Ígnea, roca volcánica extrusiva
Grupo	Óxidos
Estructura	Granular
Composición química	bióxido de hierro
Formación u origen	Volcánico
Dureza	5 mohs *
Textura	vesicular, burbujeadado, porosa
Color	de rojo anaranjado a tonos amarillentos
Brillo	Mate
Propiedades	guarda calor, pero no es impermeable ni aislante; de rápida erosión

* Escala de Friedrich Mohs, que va de 1 a 10; las uñas tienen una dureza de 2.5 Mohs, el vidrio de 5.5 y el diamante de 10.

3.1.1. Observación al microscopio para medición del diámetro de poro

El espacio de poro interno es muy importante, ya que los poros internos deben ser por lo menos un micrón de diámetro para sostener organismos vivos. La mayoría de los poros del tezontle son mayores de un micrón de diámetro. El espacio de poro interno es importante porque protege a los microorganismos del retrolavado con agua, aire o una combinación de los dos, el tezontle proporciona un medio de soporte estable para el crecimiento microbiano continuo, optimiza la concentración y la viabilidad de las bacterias del tratamiento anaerobio, además de estabilidad del biofiltro.

Para la determinación del diámetro de poro se utilizó un microscopio estereoscopio digital marca Olympus modelo MIC-D, con aumento variable desde 22x hasta 255x. Se seleccionaron dos piezas de tezontle aleatoriamente, una pieza sin población bacteriana (figura 3.1.a, c, e y g), y otra con población bacteriana después de 70 días de operado el biofiltro (figura 3.1.b, d, f y h). Las imágenes que se obtuvieron fueron con aumento de 22x (figura 3.1.a y b), 75x (figura 3.1.c y d), 132x (figura 3.1.e y f) y 255x (figura 3.1.g y h).

Se observa claramente que los poros de las piezas de tezontle exceden por mucho el diámetro de un micrón, por lo tanto, se puede asegurar que dentro de ellas se formarán consorcios bacterianos de cientos o hasta miles de bacterias por poro. Los resultados del microscopio muestran que los poros más pequeños van desde los 10 micrones (figura 3.1.a y b) hasta 600 micrones (figura 3.1.g y h).

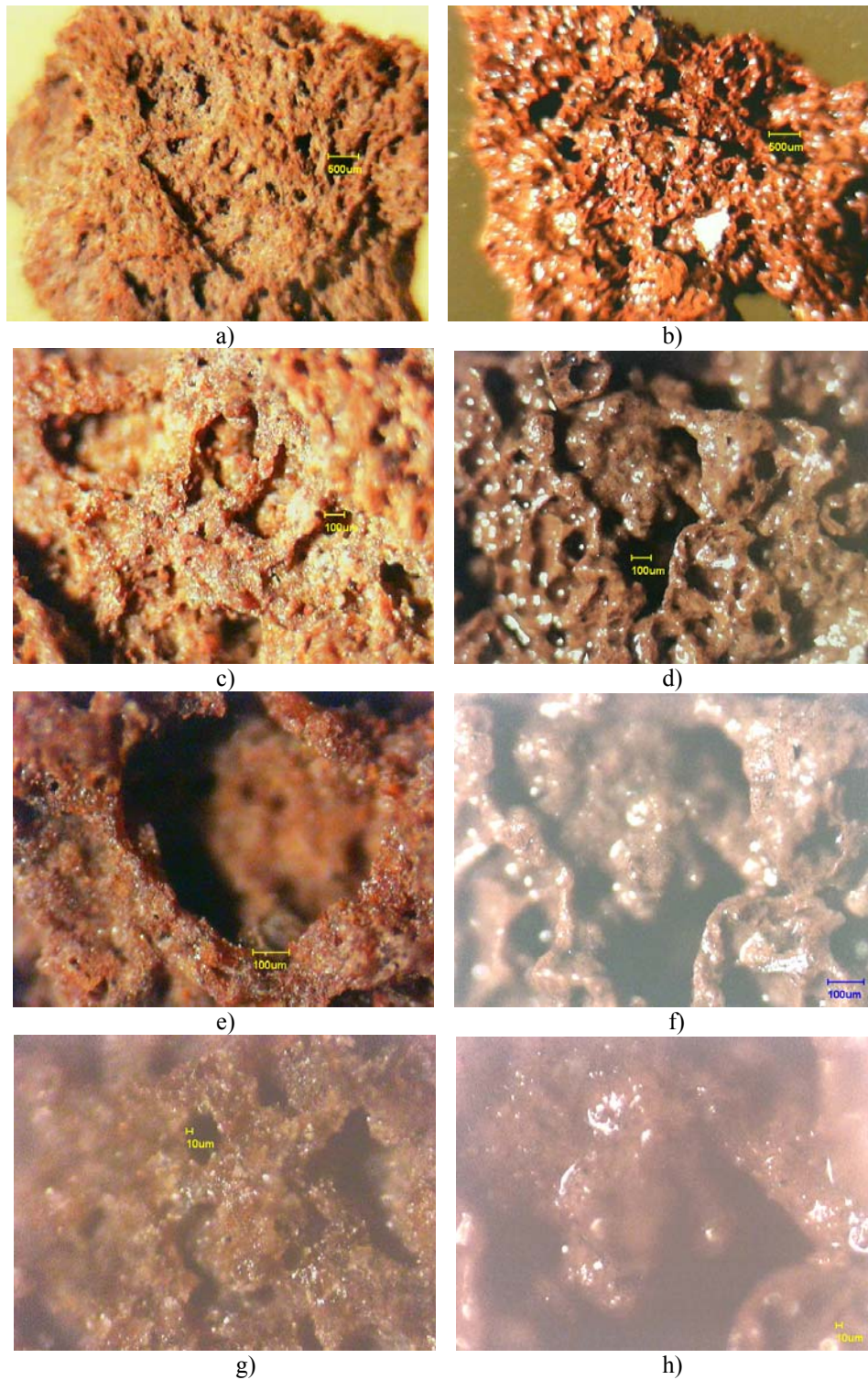


Figura 3.1. Observación al microscopio de piezas de tezontle para medir el diámetro de poro con aumento 22x incisos a) y b), 75x c) y d), 132x e) y f), 255x g) y h). Los incisos a), c), e) y g) presentan al material limpio y los incisos b), d), f) y h) presentan al tezontle ya colonizado.

3.1.2. Determinación de propiedades físicas de las piezas de tezontle

Para determinar las propiedades físicas de las piezas de tezontle, primero se determinará su peso específico seco, aparente y saturado; densidad seca, húmeda y saturada; porosidad, índice de huecos y compacidad; grado de saturación y humedad natural; y por último la granulometría. Ya que todas estas propiedades ayudan a una comprensión más amplia del material filtrante (tezontle).

Lo primero que se hizo para la caracterización y determinación de las propiedades físicas del material filtrante (tezontle) fue seleccionar aleatoriamente 5 muestras de aproximadamente 200 ml cada una, dándole nombre a cada una como M1, M2, M3, M4 y M5.

En una probeta de 500 ml se midió el volumen ocupado por cada una de las muestras, resultando los siguientes valores:

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A				
		M1	M2	M3	M4	M5
Volumen	ml	210	220	210	200	180

Después con ayuda de una báscula y una capsula de porcelana de 170.2 g de masa seca que sirvió de tara se midió la masa aparente de cada una de las muestras, o sea, la masa que tiene cada muestra de tezontle en estado natural.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A				
		M1	M2	M3	M4	M5
Masa aparente	g	181.6	194.7	183.9	174.7	167.1

Después cada una de las muestras se metieron a una estufa a una temperatura de 110°C durante 24 horas para secarlas y ponerlas a peso constante, con esto se consiguió secar el tezontle para obtener la masa seca de cada una de las muestras.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A				
		M1	M2	M3	M4	M5
Masa seca	g	178.9	192.0	180.8	172.0	164.7

Una vez que se obtuvo la masa seca, cada muestra se vació en una probeta de 1,000 ml y se le agregó 500 ml de agua destilada para saturarla. La probeta de 1,000 ml con la muestra dentro y los 500 ml de agua destilada añadida, fue sometida a golpecillos con la mano en la base de la probeta durante más de una hora cada 5 minutos, esto con la finalidad de sacar las posibles burbujas de aire atrapadas dentro de las piezas de tezontle. Una vez que ya no se observó

liberación de burbujas de aire, se midió el volumen total ocupado por cada una de las muestras junto con los 500 ml de agua destilada añadida.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A				
		M1	M2	M3	M4	M5
Volumen seco	ml	210	220	210	200	180
Volumen añadido	ml	500	500	500	500	500
Volumen total	ml	580	590	580	575	570

El volumen excedente, o sea, el sobrante no ocupado por la muestra originalmente fue extraído por medio de una pipeta volumétrica de 50 ml hasta enrazar la muestra hasta el volumen seco ocupado por las piezas de tezontle únicamente, a este volumen que se extrajo se le nombró “volumen sobrante”.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A				
		M1	M2	M3	M4	M5
Volumen sobrante	ml	370	370	370	375	390

Con esto, podemos asegurar que el grado de saturación S_r es igual a uno. Después se decantó el volumen de agua destilada que aún permanecía dentro de la probeta de 1,000 ml junto con la muestra hasta observar que toda el agua destilada había sido liberada por fuerza de la gravedad. El volumen decantado fue medido y nombrado como tal.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A				
		M1	M2	M3	M4	M5
Volumen decantado	ml	97	96	94	88	80

Una vez saturadas y decantadas las muestras, se procedió a obtener su masa saturada.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A				
		M1	M2	M3	M4	M5
Masa saturada	g	211.3	227.9	218.3	211.1	195.3

Para corroborar la masa seca de cada una de las muestras se colocaron de nuevo dentro de la estufa durante 24 horas a una temperatura de 110°C, y se obtuvieron los mismos valores de masa seca con pequeñas variaciones de 0.1g.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A				
		M1	M2	M3	M4	M5
Masa seca	g	178.8	192.1	180.7	172.1	164.6

3.1.2.1. Peso específico

Para obtener el peso específico, lo primero que se hizo fue obtener la masa específica, o sea, la masa volumétrica que ocupó cada una de las muestras, dividiendo la masa entre el volumen. Aquí se obtuvo la masa específica seca, aparente y saturada.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A					Promedio
		M1	M2	M3	M4	M5	
Volumen	ml	210	220	210	200	180	
Masa seca	g	178.9	192.0	180.8	172.0	164.7	
Masa específica seca	kg/m ³	850	870	860	860	920	870

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A					Promedio
		M1	M2	M3	M4	M5	
Volumen	ml	210	220	210	200	180	
Masa aparente	g	181.6	194.7	183.9	174.7	167.1	
Masa específica aparente	kg/m ³	860	890	880	870	930	890

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A					Promedio
		M1	M2	M3	M4	M5	
Volumen	ml	210	220	210	200	180	
Masa saturada	g	211.3	227.9	218.3	211.1	195.3	
Masa específica saturada	kg/m ³	1010	1040	1040	1060	1090	1040

Después cada valor de masa específica seca, húmeda y saturada se multiplicó por la fuerza de gravedad (9.81 m/s²) para obtener el peso específico seco, aparente y saturado.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A					Promedio
		M1	M2	M3	M4	M5	
Peso específico seco	N/m ³	8360	8560	8450	8440	8980	8560
Peso específico aparente	N/m ³	8480	8680	8590	8570	9110	8690
Peso específico saturado	N/m ³	9870	10160	10200	10350	10640	10250

3.1.2.2. Densidad relativa

Para obtener la densidad relativa seca, húmeda o aparente y saturada, simplemente dividimos el peso específico seco, aparente y saturado entre el peso específico del agua (9,810 N/m³).

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A					Promedio
		M1	M2	M3	M4	M5	
Densidad relativa seca	adimencional	0.8519	0.8727	0.8610	0.8600	0.9150	0.872
Densidad relativa húmeda	adimencional	0.8648	0.8850	0.8757	0.8735	0.9283	0.885
Densidad relativa saturada	adimencional	1.0062	1.0359	1.0395	1.0555	1.0850	1.044

3.1.2.3. Porosidad, índice de huecos y compacidad

Porosidad

La porosidad n es la relación entre el volumen de huecos (es decir, el volumen ocupado por el aire, el agua o los dos fluidos simultáneamente), o sea, el volumen de vacíos, y el volumen total del suelo, o sea, el volumen seco del tezontle. Para poder obtener el volumen de vacíos se resta el volumen sobrante del volumen añadido de agua destilada (500 ml) que se agregó a las muestras para saturarlas. Para obtener la porosidad de las muestras se divide el volumen de vacíos entre el volumen seco y se multiplica por 100.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A					Promedio
		M1	M2	M3	M4	M5	
Volumen añadido	ml	500	500	500	500	500	
Volumen sobrante	ml	370	370	370	375	390	
Volumen total de vacíos	ml	130	130	130	125	110	
Volumen seco	ml	210	220	210	200	180	
Porosidad del medio	%	61.9	59.1	61.9	62.5	61.1	61.3

El material filtrante presenta una porosidad en húmedo del medio del 44.6%. Aquí cabe distinguir entre la porosidad en húmedo interna que presentan las partículas de tezontle, la cual facilita la colonización del material por las bacterias para formar la biopelícula (Iwai y Kitao, 1994) y, la porosidad del medio que es del 61.3%.

Para determinar la porosidad en húmedo del lecho se realizaron pruebas en el laboratorio. Para el caso de la porosidad de lecho se tomaron aleatoriamente cinco muestras de 200 ml aproximadamente cada una, y se siguió este procedimiento (algo similar al método de Hulbert y Feben; modificado de CEPIS, 1978):

- a) Primero se midió el volumen ocupado por cada una de las cinco muestras de tezontle.
- b) Posteriormente se lavaron las 5 muestras para eliminar posible tierra que pudieran tener las piezas de tezontle.

- c) Después se metieron a la estufa durante 24 horas a 110°C. Se volvió a medir el volumen ocupado (volumen seco), verificando la poca variación prácticamente nula.
- d) Se colocaron las cinco muestras de tezontle en una probeta de 1000 ml y se agregó 500 ml de agua destilada (volumen añadido), se sacó el posible aire atrapado en burbujas, y se midió el volumen total.
- e) Después se extrajo el volumen sobrante hasta enrazar al volumen ocupado originalmente por cada muestra. Con esto se determina el volumen de vacíos para determinar la porosidad del medio.
- f) Para finalizar, se decantó el agua que aún permanecía dentro de la probeta junto con la muestra, obteniendo un volumen decantado, que es el que va a servir para determinar la porosidad en húmedo.
- g) Se hicieron repeticiones para sacar el promedio.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A					Promedio
		M1	M2	M3	M4	M5	
Volumen seco	Ml	210	220	210	200	180	
Volumen añadido	Ml	500	500	500	500	500	
Volumen total	Ml	580	590	580	575	570	
Volumen sobrante	Ml	370	370	370	375	390	
Volumen de vacíos	Ml	130	130	130	125	110	
Porosidad del medio	%	61.9%	59.1%	61.9%	62.5%	61.1%	61.3%
Volumen decantado	Ml	97	96	94	88	80	
Porosidad en húmedo	%	46.2%	43.6%	44.8%	44.0%	44.4%	44.6%
Volumen absorbido	Ml	33	34	36	37	30	

La porosidad en húmedo en porcentaje entonces fue (CEPIS, 1978; Weber, 1979):

$$\text{Porosidad en húmedo} = V_d / V_s$$

donde:

V_d = volumen decantado

V_s = volumen seco

$$\text{Porosidad en húmedo promedio medida en laboratorio} = 44.6 \%$$

Índice de huecos e

El índice de huecos es la relación entre el volumen de huecos y el volumen de granos sólidos. Se tienen así las dos relaciones:

$$\text{Porosidad} = n$$

$$n = e / (1+e)$$

e = índice de huecos

$$e = n / (1-n)$$

Se utiliza igualmente el índice de huecos e que tiene una significación semejante a la de porosidad n pero cuya utilización es más cómoda en ciertos casos.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A					Promedio
		M1	M2	M3	M4	M5	
Porosidad	%	61.9	59.1	61.9	62.5	61.1	61.3
Índice de huecos	adimensional	1.63	1.44	1.63	1.67	1.57	1.59

Compacidad

En un volumen igual a la unidad, los granos sólidos ocupan, por consiguiente, un volumen $1 - \eta$. Este volumen $(1 - \eta)$ se llama compacidad.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A					Promedio
		M1	M2	M3	M4	M5	
Compacidad	%	38.1	40.9	38.1	37.5	38.9	38.7

3.1.2.4. Grado de saturación y humedad natural

Grado de saturación

El grado de saturación S_r indica la cantidad de agua que contiene el suelo. Es la relación entre el volumen ocupado por el agua y el volumen total de huecos.

Cuando el terreno es seco $S_r = 0$. Esto sucedió en con el tezontle cuando se metieron las muestras a la estufa por 24 horas a 110°C .

Cuando el terreno está saturado (es decir, cuando el agua llena todos los huecos del esqueleto granular)

$S_r = 1$. Esto sucedió cuando se agregaron los 500 ml de agua destilada, se extrajo el aire atrapado en burbujas y se retiró el volumen sobrante hasta enraizar nuestras muestras dentro de la probeta de 1000 ml.

Una vez que se decantaron las muestras, quedaron con cierto volumen de agua adherida y absorbida a las piezas de tezontle, y con esto se tiene un grado de saturación menor que la unidad. Se obtuvo dividiendo el volumen absorbido entre el volumen de vacíos. Para obtener el volumen absorbido, simplemente se resto del volumen de vacíos el volumen decantado.

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A					Promedio
		M1	M2	M3	M4	M5	
Volumen de vacíos	ml	130	130	130	125	110	
Volumen decantado	ml	97	96	94	88	80	
Volumen absorbido	ml	33	34	36	37	30	
Grado de saturación	adimensional	0.25	0.26	0.28	0.30	0.27	0.27

Humedad natural

Se define, asimismo, la humedad natural w que es la relación entre el peso de la materia seca en un determinado volumen de suelo. La humedad natural de las piezas de tezontle es en la que se encontraban después del tamizado y almacenado en costal antes de empacarlo como lecho filtrante.

La humedad natural w se mide en laboratorio mientras que para la determinación del grado de saturación se necesita conocer el índice de huecos por un lado y la densidad de las partículas sólidas por otro.

Para la determinación de la humedad natural en el laboratorio, primero se pesó cada una de las muestras con su humedad natural; sea W el peso (masa aparente). A continuación se colocaron las muestras en una estufa hasta que su peso permaneció constante; sea W_d el peso (masa seca). La humedad natural w viene dada por la expresión:

$$w = (W - W_d) / W_d$$

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A					Promedio
		M1	M2	M3	M4	M5	
Masa aparente	g	181.6	194.7	183.9	174.7	167.1	
Masa seca	g	178.9	192.0	180.8	172.0	164.7	
Humedad natural	%	1.5	1.4	1.7	1.6	1.5	1.5

3.1.2.5. Número de piedras dentro del reactor piloto

Para determinar el número de piedras dentro del reactor piloto se contó el número de piedras en cada una de las muestras y se dividió entre el volumen seco para obtener la densidad de piedras, al promedio de las cinco muestras se le multiplicó por 1×10^6 , y así se obtuvo el número de piedras por metro cúbico:

CONCEPTO	UNIDAD	M U E S T R A					Promedio
		M1	M2	M3	M4	M5	
No. de piedras	pza	1082	1219	1087	1053	1058	
Volumen seco	ml	210	220	210	200	180	
Densidad de piedras	pza/ml	5.2	5.5	5.2	5.3	5.9	5.4
No piedras x m ³	pza/m ³						5,402,452

El volumen del reactor con piedra es de 87.8 litros, por lo tanto, con el número de piedras por metro cúbico se puede obtener el número de piedras dentro del reactor piloto:

$$\text{No. de piedras dentro del reactor} = 5'402,452 \times 0.0878 = 474,335 \text{ piedras}$$

3.1.2.6. Características granulométricas

Las características definidas anteriormente se refieren al suelo considerado como material homogéneo y proporciona una descripción global de la muestra. Cuando se examina un suelo de cerca, puede apreciarse que está formado por partículas de variadas dimensiones. El objeto del análisis granulométrico es estudiar el tamaño de esas partículas y medir la importancia relativa de cada fracción de suelo de dimensiones bien definidas.

Una de las razones que han contribuido a la difusión de las técnicas granulométricas es que, en cierto sentido, la distribución granulométrica proporciona un criterio de clasificación. Los conocidos términos arcilla, limo, arena y grava tienen tal origen y un suelo se clasificaba como arcilla o como arena según tuviera tal o cual tamaño máximo. La necesidad de un sistema de clasificación de suelos no es discutible, pero el ingeniero ha de buscar uno en que el criterio de clasificación le sea útil.

La clasificación del agrónomo sueco Atterberg es la más antigua de las utilizadas para caracterizar las partículas de diferentes dimensiones; es también la más sencilla y una de las más extendidas. Como puede verse a continuación, sigue una progresión geométrica de razón 1/10:

Bolos.....	más de	200 mm
Gravas.....	200 mm –	20 mm
Gravilla.....	20 mm –	2 mm
Arena gruesa.....	2 mm –	0.2 mm
Arena fina.....	0.2 mm –	0.02 mm
Limos.....	20 μ –	2 μ
Arcilla.....	2 μ –	0.2 μ
Ultrarcilla.....	menos de	0.2 μ

Esta clasificación resulta bien adaptada; merece no obstante ser retocada en lo que se refiere a la definición de limos, pues por debajo de 60 μ no son visibles los granos a simple vista y una gran mayoría tiene propiedades que los aproximan más a limos que a las arenas. La clasificación de Massachusetts Institute of Technology (MIT) adoptada por las normas alemanas, aporta este retoque a la clasificación de Atterberg sin modificar prácticamente nada más. Esta clasificación está realizada sobre los números 20 y 63 (redondeado a 60) y pertenecen ambas a la misma serie de Renard (progresión geométrica de razón $\sqrt[10]{10}$):

Piedras.....	más de	63 mm
Grava gruesa.....	63 mm –	20 mm
Grava media.....	20 mm –	6 mm
Grava fina.....	6 mm –	2 mm
Arena gruesa.....	2 mm –	0.6 mm
Arena media.....	0.6 mm –	0.2 mm
Arena fina.....	0.2 mm –	0.06 mm
Limo grueso.....	60 μ –	20 μ
Limo medio.....	20 μ –	6 μ
Limo fino.....	6 μ –	2 μ
Arcilla.....	2 μ –	0.6 μ

Para la clasificación de los suelos se utilizan mallas, este análisis mecánico es el usado principalmente en suelos gruesos y su principio consiste en ordenar en forma descendente una serie de mallas (generalmente entre 7 u 8), este método de medición por mallas es muy utilizado para clasificar suelos gruesos sin embargo puede presentarse problemas para que pasen las partículas por mallas más finas.

Entonces, según la clasificación de Atterberg, el lecho filtrante aquí utilizado es una gravilla, por haber sido tamizado y seleccionado las partículas que quedaron atrapadas entre las mallas número 1/4 (abertura = 6.35 mm) y 4 (abertura = 4.76 mm), según especificaciones ASTM (America Society for Testing Materials) - AASHO (American Association of State Highways Officials). Y según la clasificación del MIT, se trata de una grava fina.

La curva granulométrica es una representación gráfica de la distribución de tamaños de partícula, por tanto, útil por sí misma como un medio para describir los suelos. Por ejemplo, la curva granulométrica del lecho filtrante para este trabajo puede considerarse como representativa de una grava fina mal graduada.

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracteriza por que su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones. De tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que le sigue correlativamente.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de

las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica resulta preferible a la simple presentación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos.

La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical, una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

A continuación se indican los resultados del tamizado en seco del lecho filtrante (tezontle) utilizado:

Abertura de tamiz (mm)	9.50	6.35	4.76	2.00
Masa retenida (g)	0	565	435	0

Abertura de tamiz		Masa retenida (g)	% retenido	% que pasa
mm	9.50	0	0	100
	6.35	565	56.5	43.5
	4.76	435	43.5	0
	2.00	0	0	0
Total		1000	100	

y con esto, se obtuvo nuestra curva granulométrica (figura 3.2)

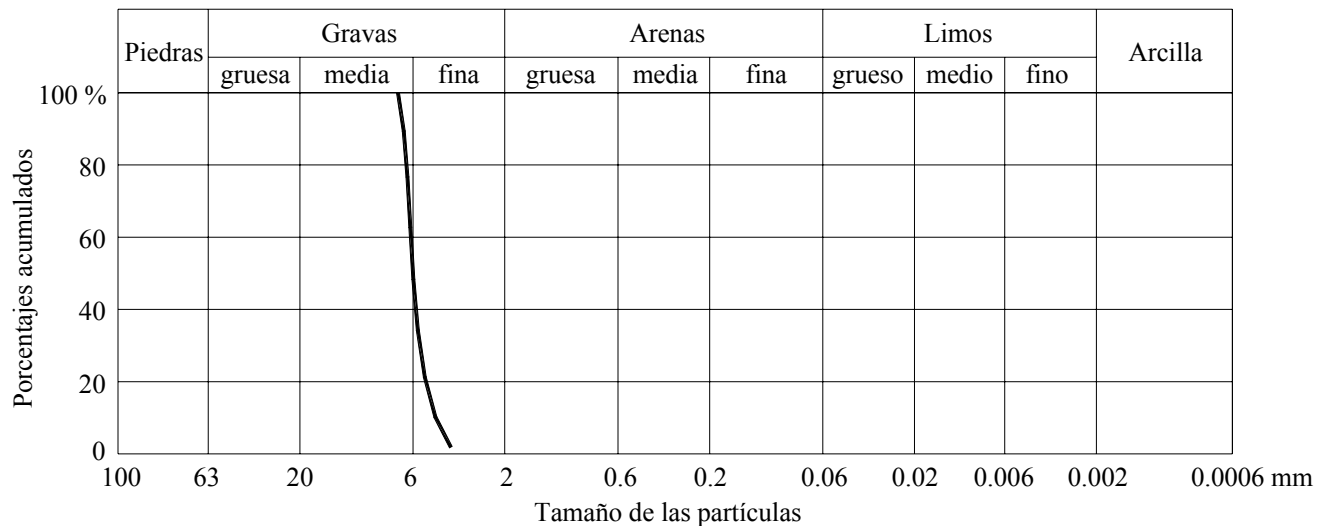


Figura 3.2. Curva granulométrica del lecho filtrante (tezontle).

Coefficiente de Hazen

La granulometría de un suelo puede caracterizarse por un coeficiente de uniformidad o coeficiente de Hazen, que es igual a la relación d_{60} / d_{10} (recordaremos que d_y es la abertura del tamiz a través del cual pasa y % del peso de los granos). Según que ese coeficiente de uniformidad sea más menos próximo a la unidad, se tratará de una granulometría cerrada o abierta. Para el caso de este lecho filtrante (tezontle) se tiene que este coeficiente es prácticamente la unidad.

A partir de los trabajos de Hazen, se admite que la permeabilidad de un suelo depende, en primera aproximación, del coeficiente de uniformidad y del diámetro d_{10} , que ha recibido el nombre de diámetro eficaz.

Existe otro análisis cuantitativo de curvas de granulometría que puede llevarse a cabo usando ciertos valores geométricos llamados características de graduación. Primero se localizan tres puntos indicativos en la curva granulométrica de los siguientes tamaños característicos:

d_{10} = Tamaño máximo del 10% más pequeño de la muestra

d_{30} = Tamaño máximo del 30% más pequeño de la muestra

d_{60} = Tamaño máximo del 60% más pequeño de la muestra

A partir de estos tamaños característicos se definen las siguientes características de graduación:

Tamaño efectivo $= d_{10}$, en mm

Coefficiente de uniformidad $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$

Coefficiente de curvatura $C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{60} \cdot d_{10}}$

Tanto C_u como C_c son unitarios para un suelo de un solo tamaño, mientras que $C_u < 3$ indica una graduación uniforme y $C_u > 5$ una muy buena graduación.

La mayor parte de los suelos de buena graduación tienen curvas granulométricas casi planas o ligeramente cóncavas, que dan valores de C_c entre 0.5 y 2.0. Una de las aplicaciones útiles es una aproximación del coeficiente de permeabilidad, tal como lo sugirió Hazen.

Coefficiente de permeabilidad (k) = $C_k (d_{10})^2$ m/s

Donde C_k = coeficiente variable entre 0.01 y 0.015

Forma geométrica de los granos

Las partículas que componen un suelo son, por consiguiente, de dimensiones muy variadas. Además, no tienen ellas la misma forma. Se puede distinguir principalmente tres tipos de granos:

- Partículas cúbicas o esféricas, sirve para describir estos materiales de forma más precisa, se utilizarán los adjetivos redondeados, subredondeados, angulares, subangulares. Este tipo de partícula predomina en los suelos de grano grueso (gravas y arenas).
- Partículas planas, esta forma es típica de los suelos constituidos de partículas finas.
- Partículas en bastoncillos o agujas, forma poco frecuente, y sin embargo es la forma que se adoptará (elipsoides), ya que es a la que más se aproximan las partículas de tezontle que conforman este lecho filtrante.

Para obtener los resultados de distribución granulométrica, se seleccionaron cien piezas de tezontle aleatoriamente de cada una de las cinco muestras (M1, M2, M3, M4 y M5) que también habían sido seleccionadas aleatoriamente. Se designó al eje mayor de cada una de las piezas como “2a” y al eje menor como “2b”, se midió cada uno de los ejes en milímetros de cada una de las cien piezas de las cinco muestras, o sea, se midieron en total 500 piezas. Los resultados se presentan en la tabla 3.2.

En seguida se presenta la tabla 3.3 en la que se muestran los porcentajes de tamaño en que se presentó probabilística y estadísticamente el material que conforma el lecho filtrante. Y con una población total de quinientas piezas que corresponden al cien por ciento de la población probable en presencia de tamaños para el lecho filtrante se obtuvo la tabla resumen 3.3, encontrando treinta y cinco tamaños diferentes, y haciendo la consideración de que el tamaño de cada pieza es igual a “2a x 2b”, tomando en cuenta la forma elipsoide de cada pieza.

Las partículas que conforman el lecho filtrante fueron tratadas como elipsoides, y el tamaño de partícula que en mayoría porcentual se presentó fue uno de dimensiones 9 x 6 mm con el 13.4% de presencia de probabilidad en la población de muestras aleatoriamente seleccionadas. También se obtuvo una gráfica (figura 3.3) de distribución granulométrica con base en los valores de la tabla 3.3, obteniendo que la curva presenta una distribución leptocurtica, con un número de curtosis igual a 2.4. Considerando que la curtosis es mayor que la unidad se puede afirmar que no es una distribución normal (curtosis = 1) y mucho menos platiturtica (curtosis < 1) (Folk, 1980).

3.1.2.7. Determinación del área específica del lecho filtrante

Para determinar el área superficial expuesta, considerar las partículas como elipsoides, ya que difieren mucho en tamaño, encontrando partículas que van desde 3 hasta 16 mm en longitud

hacia cualquiera de sus ejes “2a y 2b”, siendo $a > b$, por tal motivo, no se puede considerar como esferas a estas partículas.

Tabla 3.2. Medición de quinientas piezas de tezontle seleccionadas aleatoriamente, cien de cada muestra.

Muestra M1			Muestra M2			Muestra M3			Muestra M4			Muestra M5		
No de pzas.	2a (mm)	2b (mm)	No de pzas.	2a (mm)	2b (mm)	No de pzas.	2a (mm)	2b (mm)	No de pzas.	2a (mm)	2b (mm)	No de pzas.	2a (mm)	2b (mm)
12	8	5	18	9	6	9	9	6	14	9	6	14	9	6
12	8	6	16	8	6	9	8	6	11	8	6	12	8	6
12	9	6	8	7	6	2	7	6	7	7	6	2	7	6
10	7	6	7	10	6	7	10	6	6	10	6	5	10	6
8	9	5	6	9	7	7	9	7	12	9	7	15	9	7
7	11	6	6	8	7	8	8	7	8	8	7	11	8	7
7	10	5	5	8	5	12	8	5	6	8	5	2	8	5
6	10	6	5	9	5	9	9	5	4	9	5	1	9	5
5	7	5	5	7	5	1	7	5	1	7	5	2	7	5
4	8	7	4	11	6	3	11	6	2	11	6	5	11	6
4	10	7	3	7	7	1	7	7	1	7	7	1	10	5
3	6	5	3	10	5	4	10	5	2	10	5	4	12	6
2	11	7	2	8	8	1	12	6	1	8	8	5	10	7
2	7	4	2	12	6	2	10	7	2	12	6	3	11	7
1	12	6	2	10	7	2	11	7	4	10	7	1	9	8
1	9	7	2	11	7	4	12	7	7	11	7	2	12	7
1	9	4	2	9	8	1	12	8	2	9	8	2	6	5
1	11	5	1	12	7	1	16	6	1	15	6	2	9	4
1	12	5	1	15	6	4	9	4	1	6	5	2	13	6
1	13	6	1	6	5	4	13	6	1	12	8	3	10	8
100	Total		1	13	7	1	10	8	2	9	4	1	10	4
			100	Total		2	8	4	1	13	6	2	11	8
						1	11	5	1	10	8	2	12	5
						1	12	3	2	11	8	1	13	7
						1	8	3	1	13	7	100	Total	
						1	6	4	100	Total				
						1	7	4						
						1	10	4						
						100	Total							

El elipsoide es una superficie cuádrica cónica con centro, análoga al elipse pero con una dimensión más, la ecuación de elipsoide típico es:

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} + \frac{z^2}{c^2} = 1$$

Tabla 3.3. Resumen de los porcentajes de tamaño en que se presentó probabilística y estadísticamente el material filtrante (tezontle).

Cantidad de tamaños	Porcentaje (%)	Tamaño
1	0.2	6x4
2	0.2	8x3
3	0.2	12x3
4	0.4	8x4
5	0.4	10x4
6	0.4	11x5
7	0.6	7x4
8	1.0	7x7
9	1.4	6x5
10	1.8	9x4
11	2.8	7x5
12	3.4	10x5
13	5.4	9x5
14	5.8	7x6
15	7.4	8x5
16	12.0	8x6
17	13.4	9x6
18	8.2	9x7
19	7.4	8x7
20	6.2	10x6
21	4.2	11x6
22	3.4	10x7
23	3.2	11x7
24	2.0	12x6
25	1.6	13x6
26	1.4	12x7
27	1.0	10x8
28	1.0	9x8
29	0.8	11x8
30	0.6	13x7
31	0.6	8x8
32	0.6	12x5
33	0.4	12x8
34	0.4	15x6
35	0.2	16x6

Donde a , b y c son números reales positivos que determinan la forma del elipsoide. Si dos de estos números son iguales, el elipsoide es un esferoide; si los tres son iguales, se trata de una esfera. En la figura 3.4 se aprecia con detalle la forma del elipsoide.

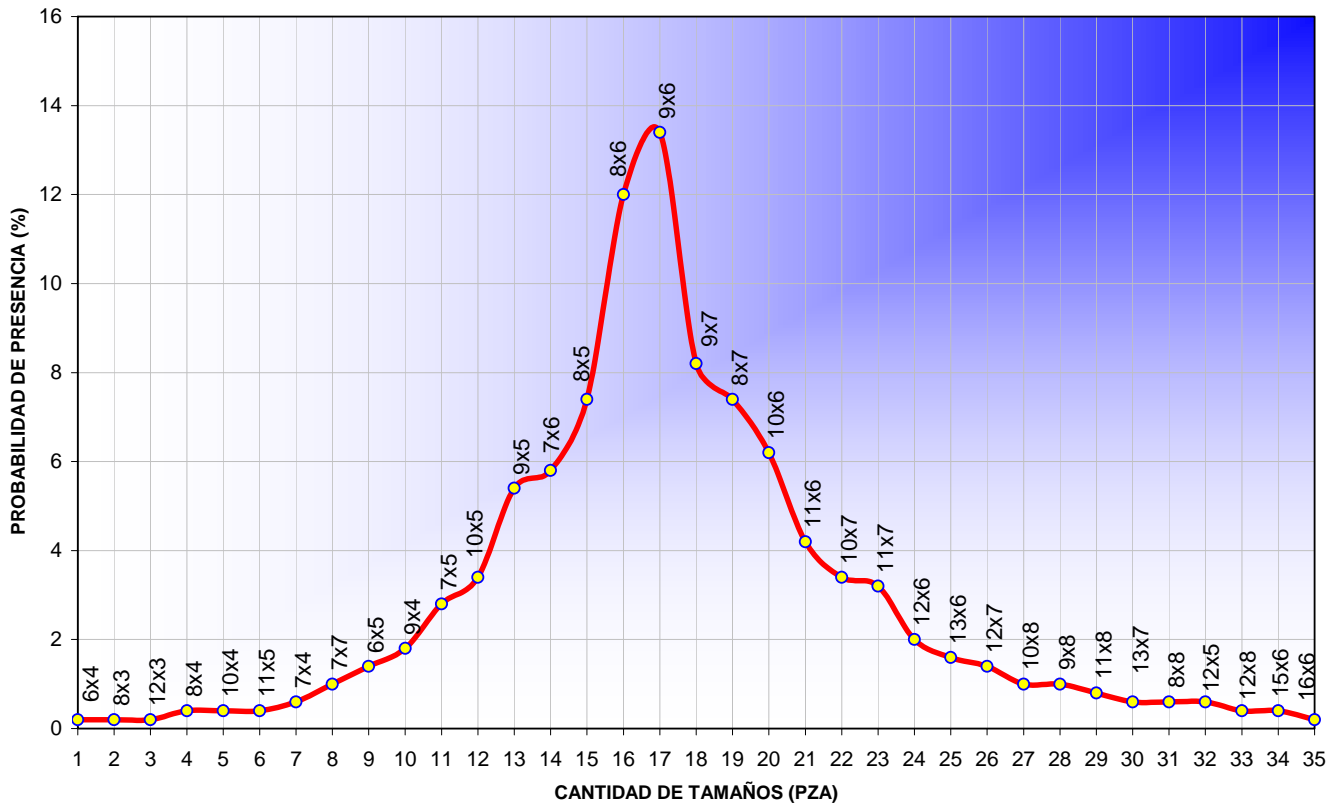


Figura 3.3. Distribución granulométrica del material filtrante.

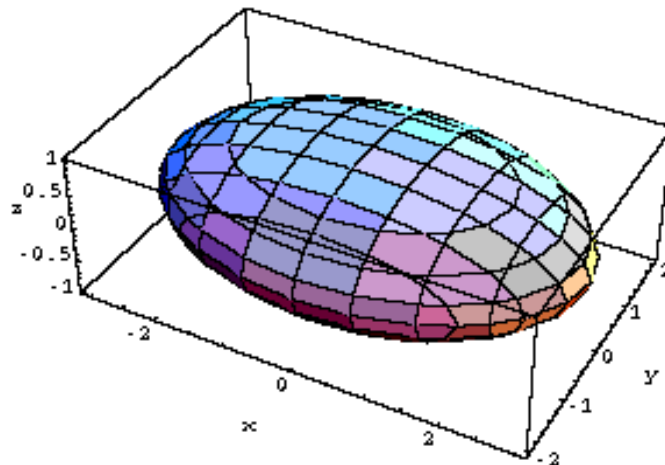


Figura 3.4. Forma del elipsoide.

Un elipsoide se puede generar rotando alrededor del eje horizontal la parte superior de la elipse $\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$, desde $x = -a$ hasta $x = a$. Es decir, se rota la función $y = \frac{b}{a}\sqrt{a^2 - x^2}$.

Así, el área superficial será:

$$A_{\text{elips}} = \int_{-a}^a 2\pi y \sqrt{1 + (y')^2} dx = \int_{-a}^a 2\pi \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - x^2} \sqrt{1 + \frac{b^2 x^2}{a^2(a^2 - x^2)}} dx =$$

$$= 2\pi b \frac{\left[a^2 \text{Arctg}\left(\frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{b}\right) + b\sqrt{a^2 - b^2} \right]}{\sqrt{a^2 - b^2}}, \text{ con } a > b$$

Conociendo las dimensiones de “ $2a$ y $2b$ ” de las quinientas piezas seleccionadas y presentadas en la tabla 3.2 y con la fórmula anterior se determina el área superficial expuesta de toda la población aleatoriamente seleccionada. Conociendo el número de piedras dentro del reactor, se puede obtener el área superficial expuesta aplicando los porcentajes de presencia probable. En la siguiente tabla (3.4) se presentan los resultados obtenidos.

Por lo tanto el área superficial expuesta del tezontle ya empacado es igual a 73.8 metros cuadrados en un volumen de 87.8 litros, con esto podemos obtener la densidad de área de este tezontle ya empacado, siendo:

$$\text{Densidad de área} = 73.8 \text{ m}^2 / 0.0878 \text{ m}^3 = 840.5 \text{ m}^2/\text{m}^3$$

3.1.3. Obtención del volumen de vacíos del tezontle empacado (material filtrante) en el reactor

Para la obtención del volumen de vacíos del tezontle empacado en el reactor, en la planta piloto se realizó una prueba similar a la de laboratorio para comprobar el resultado ya obtenido. Se colocó el lecho de tezontle dentro del tubo de PVC mediante cubeta de 18 litros y se saturó de agua durante algunos días. Posteriormente se hicieron pruebas de repetición, aforando con agua hasta cubrir el lecho con un tirante superior de 20 cm y extrayendo el agua cuantificándola descontado los volúmenes del tirante superior más el del falso fondo (volumen = 11.7 l), se obtuvieron resultados que se presentan en la tabla 3.5.

Indudablemente se observan diferencias del 6.7% de error entre resultados obtenidos en laboratorio y en la planta piloto, y por consiguiente, se considerará para el presente estudio el valor obtenido en laboratorio, dado que las condiciones son más controladas, así estableciendo que la porosidad en húmedo para este lecho filtrante es del 44.6 %.

Tabla 3.4. Área superficial expuesta del lecho empacado.

Tamaño (2a x 2b)	Porcentaje (%)	Área sup. exp. (m²)
9x6	13.4	9.7
8x6	12.0	7.9
9x7	8.2	7.2
8x7	7.4	5.9
8x5	7.4	3.9
10x6	6.2	4.9
7x6	5.8	3.5
9x5	5.4	3.1
11x6	4.2	3.6
10x5	3.4	2.2
10x7	3.4	3.2
11x7	3.2	3.3
7x5	2.8	1.3
12x6	2.0	1.8
9x4	1.8	0.8
13x6	1.6	1.6
12x7	1.4	1.5
6x5	1.4	0.6
7x7	1.0	0.7
9x8	1.0	1.0
10x8	1.0	1.1
11x8	0.8	1.0
12x5	0.6	0.4
13x7	0.6	0.7
8x8	0.6	0.6
7x4	0.6	0.2
10x4	0.4	0.2
15x6	0.4	0.4
12x8	0.4	0.5
8x4	0.4	0.2
11x5	0.4	0.3
16x6	0.2	0.2
12x3	0.2	0.1
8x3	0.2	0.1
6x4	0.2	0.1
Sum = 100%		73.8

Tabla 3.5. Obtención del volumen de vacíos del tezontle empacado en el reactor.

Porosidad medida en planta piloto		
Volumen medido (l)	Volumen decantado lecho (l)	Porosidad en h (%)
47.0	35.3	40.2
49.0	37.3	42.5
48.0	36.3	41.4
49.0	37.3	42.5
Promedio =	36.6	41.6

Porosidad en húmedo promedio medida en la planta piloto = 41.6 %

Las características del medio de soporte se resumen en la tabla 3.6.

Tabla 3.6. Características del tezontle usado como medio filtrante

Características	Valor promedio
Tamaño de mayor presencia probabilística (13%)	9 x 6 mm
Área específica	840.5 m ² /m ³
Porosidad en húmedo	44.6%
Masa específica seca	870 kg/m ³
Masa específica saturada	1,040 kg/m ³

3.2. Diseño y acondicionamiento del reactor

Dentro de la planta de tratamiento de aguas residuales de ciudad universitaria existen 3 reactores piloto, los cuales consisten de un tubo de PVC hidráulico colocado en posición vertical de 3.0, 5.0 y 5.0 m de altura respectivamente; en este experimento se utilizó uno de los reactores piloto de 5.0 m de altura con un diámetro interno de 0.193 m y un espesor de pared de 0.01 m (ver figura 3.5a). El tubo está sujeto en el fondo con tornillos y una brida de PVC a un anillo de acero de 1/4 de pulgada de espesor para sujetar la entrada del tubo de PVC y mantenerlo en posición vertical.



Figura 3.5. Reactor piloto de 5.0 m de altura, a) vista superior, b) bajo dren.

La base del filtro está diseñada de tal manera que los tornillos sujetan la brida a un anillo de acero soldado a una estructura trípode que le da estabilidad al reactor (como se muestra en la figura 3.5b). El anillo de acero de espesor igual a 1/4 de pulgada (6.35 mm) junto con otro juego de bridas en cople y una placa de acero (espesor = 1/4") redonda que sirve de tapa (además de entrada y salida de los ductos de alimentación de agua residual y entrada de aire para retrolavado, figura 3.6) conforman el bajo dren del biofiltro.

El tubo de PVC que confina el lecho de tezontle se aseguró a una estructura trípode formada con ángulo de acero de 3/4" x 1/16" (figura 3.7), a la cual se encuentra soldada el anillo de acero que soporta el tubo de PVC junto con la brida por medio de 8 tornillos de alta resistencia de 3/4" x 4". La estructura está cimentada a una plancha de concreto. La estructura se encuentra abrazando al tubo de PVC a todo lo largo de él, contando con una escalera alojada en la misma estructura, para darle mantenimiento y supervisión al biofiltro (figura 3.8).

En la parte superior del biofiltro se colocó una tapa de acrílico transparente sujeta al tubo de PVC mediante una brida y 8 tornillos de alta resistencia de 3/4" x 4", para garantizar que el sistema se encuentre totalmente cerrado. En esta tapa de acrílico se cuenta con una salida a una

manguera cerrada de látex, que nos servirá como punto de muestreo para determinar la producción de gas metano.

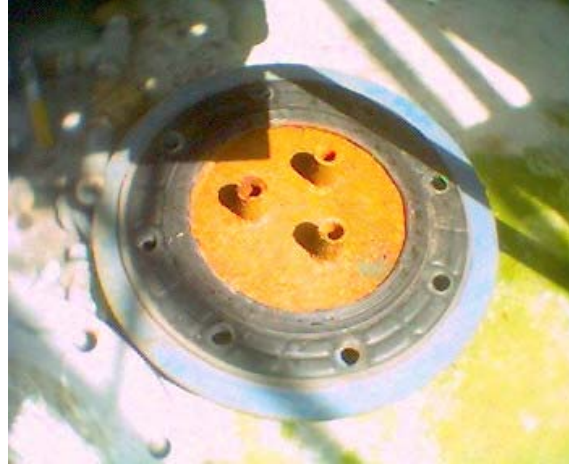


Figura 3.6. Tapa del bajo dren o falso fondo con tres boquillas para alimentación.



Figura 3.7. Tubo de PVC que confina el lecho de tezontle asegurada a una estructura trípode.



Figura 3.8. Escalera alojada a lo largo de todo el biofiltro y las tres salidas de descarga. El biofiltro cuenta con tres salidas de agua (efluente) en la parte superior del mismo, localizadas a 3.20, 3.75 y 4.45 m de altura (figura 3.8) a partir del anillo que soporta todo el biofiltro. La primera salida es el efluente de operación normal del biofiltro, la siguientes 2 salidas son para desalojar el agua en la operación de retrolavado.



Figura 3.9. Empaque “o-ring” en cada una de las conexiones hidráulicas que conforman el biofiltro.

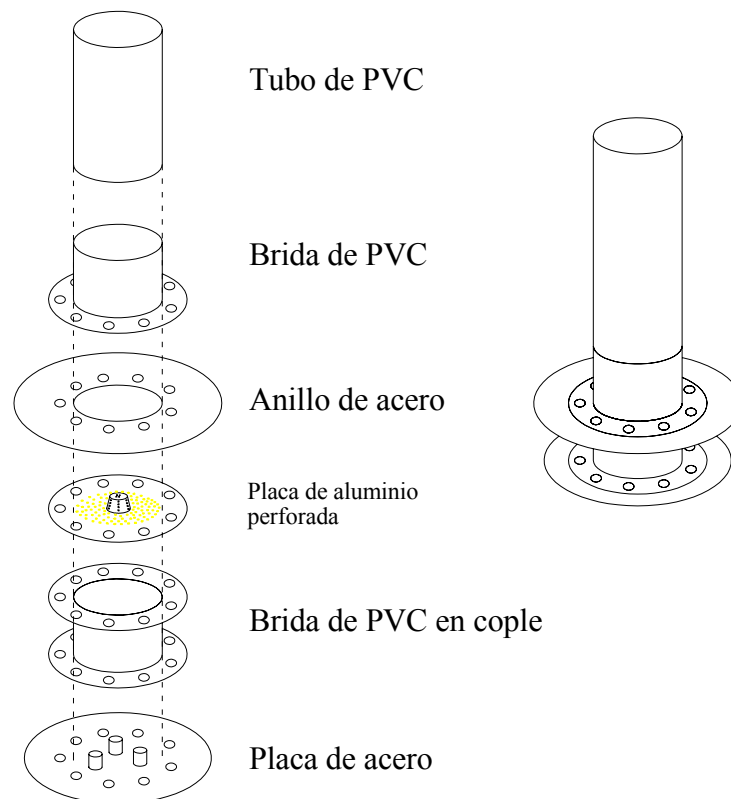


Figura 3.10. Montaje del biofiltro piloto.

En cada una de las conexiones entre bridas, aro de acero y tapa del bajo dren se cuenta con empaques (sellos de neopreno) para evitar fugas de agua fuera del reactor y tener un sistema lo mejor sellado posible. Los mismos cuidados se tuvieron para cada una de las conexiones hidráulicas que conforman el biofiltro, utilizando empaques “o-ring” (figura 3.9), ya sea en el sistema de alimentación de agua residual para biofiltrado o en el sistema de alimentación de aire y agua potable para retrolavado, para asegurar el mejor funcionamiento del biofiltro sin fugas de ningún tipo. Para mayor claridad se presenta la figura 3.10 con un diagrama esquemático de cómo se instalaron cada una de las partes que conforman el biofiltro en la parte baja.



Figura 3.11. Placa de aluminio perforada para soportar el medio filtrante y permitir el paso del agua, a) cara superior, b) cara inferior.

El medio filtrante es soportado dentro del reactor con una placa de aluminio de 1/16” de espesor (1.6 mm) para evitar la pérdida de material que compone el lecho filtrante de tezontle, esta placa cuenta con 368 perforaciones de 1/8” (ver figura 3.11) para permitir la entrada de agua residual para biofiltración y agua potable para retrolavado de manera homogénea. En la cara superior que es la que soporta el medio (ver figura 3.11.a) se instaló al centro de la placa un difusor de aire para el sistema de aire para retrolavado; en la figura 3.11.b se aprecia una manguera de alta presión (200 psi) de 1/2” de diámetro y una longitud de 30 cm con conectores hembra giratorios (sherlock) en cada uno de los extremos, que alimenta al difusor de aire.

3.2.1. Sistema de aire para retrolavado

El sistema de aire para retrolavado consiste en un chorro de aire de alta presión (4 kg/cm²) durante dos minutos cada siete días. Este se suministra y difunde desde el fondo del biofiltro

por el bajo dren, y sirve para aflojar el medio filtrante (tezontle) y permitir el desprendimiento de partículas sólidas y el exceso de microorganismos adheridos por biopelícula a las piezas de tezontle. El chorro de aire se suministra por medio de un difusor en forma de cono trunco (figura 3.12).

En el centro de la placa de aluminio que soporta el lecho se instaló el difusor de aire hecho de PVC hidráulico diseñado en forma de cono trunco con 20 orificios de 5/64" distribuidos en la parte superior y lateralmente en 4 secciones para lograr una difusión homogénea del chorro de aire (figura 3.12).



Figura 3.12. Difusor de aire para retrolavado

En la figura 3.13 se puede apreciar la instalación del sistema de aire para retrolavado dentro del falso fondo, se puede apreciar la placa de aluminio que soporte el lecho filtrante y las conexiones sherlock en cada uno de los extremos de la manguera de alta presión.



Figura 3.13. Sistema de alimentación de aire para retrolavado dentro del falso fondo.

3.2.2. Sistema de agua para retrolavado

El sistema de agua para retrolavado consiste de un chorro de agua potable con un caudal promedio de 24 litros por minuto, durante cinco minutos cada 7 días, o sea, se utilizan 120 litros de agua potable para retrolavar el biofiltro. Esto se hace combinándolo al mismo tiempo con el sistema de aire para retrolavado.

En la placa de acero que sirve de tapa del bajo dren o falso fondo (ver figura 3.14.) se tienen tres boquillas, una de las cuales sirve para alimentar de agua residual al reactor; y por medio de válvulas de control se permite el paso de agua potable para retrolavado por la misma boquilla, ya que los otros dos se encuentran con tapón para cualquier emergencia.



Figura 3.14. Sistema de alimentación de agua para retrolavado.

3.2.3. Sistema de alimentación de aguas residuales

El sistema de alimentación de aguas residuales es de flujo ascendente con presión atmosférica por gravedad; y la carga necesaria para que sucediera esto fue suministrado en las dos primeras etapas de experimentación por medio de un motor “Cole-Parmer” de un 1/8 de HP (figura 3.15.a) alimentado con corriente directa con una fuente de poder de voltaje variable de 3 a 12 volts (figura 3.15.b) que permitió regular las revoluciones por minuto de trabajo, y con esto conseguir variar el caudal; el motor se acopló a 2 cabezales Cole-Parmer con mangueras “Master-Flex” de 18 mm.

En la tercera etapa de experimentación el suministro de agua residual fue por medio de una derivación de 3/4 a 1/4 de pulgada proveniente de una instalación hidráulica de tubos de 3/4" alimentada por una bomba de un 1/4 de HP de corriente alterna (figura 3.16).

En las dos primeras etapas se tuvo un caudal promedio de 0.44 y 0.23 m³/d, respectivamente; en la tercera etapa de 0.92 m³/d.

3.2.4. Sistema de toma de muestra influente y efluente

El sistema de toma de muestra del influente y efluente es "compuesta" de 24 horas, extrayendo 400 ml cada hora durante 10 minutos para coleccionar 9.6 litros por día dentro de un bidón de 10 litros. Esto se consiguió por medio de un motor de 1/8 de HP (figura 3.17.a) de corriente directa con un voltaje de 3 volts regulado con una fuente de poder (figura 3.17.b). El encendido y apagado del motor fue programado con un temporizador.



Figura 3.15. Sistema de alimentación de aguas residuales en las dos primeras etapas de experimentación: a) motor "Cole-Parmer", b) fuente de poder de voltaje variable.

Las muestras colectadas tanto del influente como de efluente, se resguardaron mientras se colectaban en un periodo de 24 horas dentro de un refrigerador comercial a una temperatura de 5°C, esto con la finalidad de que el medio ambiente no las alterara.

El punto de muestreo del influente esta localizada 10 cm lineales (de tubo) antes de la entrada al falso fondo o bajo dren del biofiltro, y es por medio de una derivación de 3/4 a 1/8 de pulgada (figura 3.14); y con instalación de manguera de plástico de 1/8", procurando no exceder una longitud de 2 metros para no afectar con el tiempo de retención hidráulico (dentro de la manguera) a la muestra colectada, esto se cuidó mucho con la finalidad de obtener resultados de determinaciones lo más reales posibles.



Figura 3.16. Sistema de alimentación de aguas residuales en la tercera etapa de experimentación con una bomba de 1/4 de HP de corriente alterna.

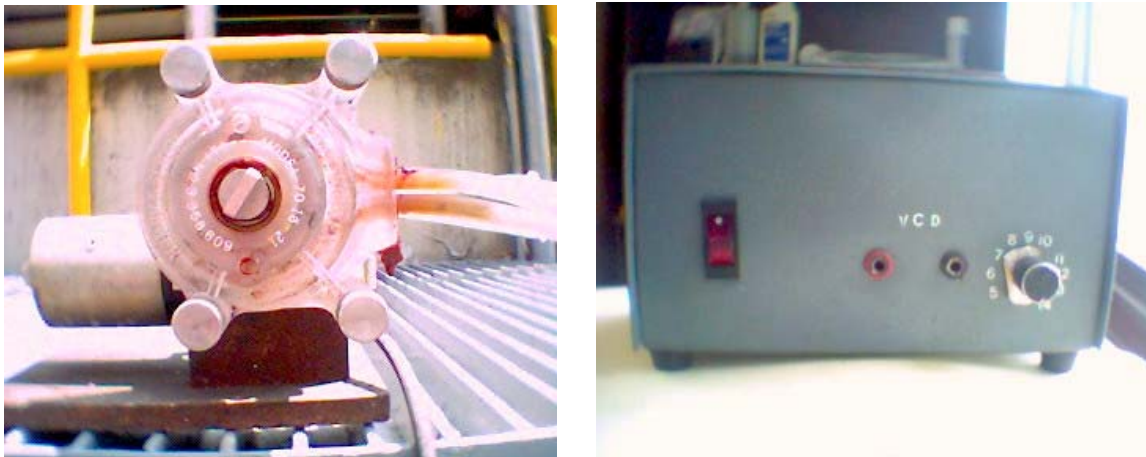


Figura 3.17. Sistema de toma de muestra influente y efluente: a) motor de 1/8 de HP, b) fuente de poder de voltaje variable.

El punto de muestreo del efluente se localizó en el tubo de descarga por el cual vierte el biofiltro el agua ya “tratada”; este tubo de descarga fue aislado con polietileno de baja densidad conocido comercialmente como “bajoalfombra” (figura 3.18) junto con el tubo de PVC de 8” que confina el lecho filtrante, con la finalidad de que el medio ambiente (principalmente temperatura) no afectara los resultados de las muestras colectadas.



Figura 3.18. Aislante de polietileno de baja densidad en todo el biofiltro.

3.3. Diseño de experimentación

En el diseño de experimentación se decidió trabajar en tres etapas a distintas cargas orgánicas; la primera etapa se programó a 61 días, la segunda a 28 y la tercera a 35, dando un total de 124 días de operación.

Partiendo de los resultados obtenidos por Flores (2005), quien había trabajado en el mismo reactor piloto, pero con una granulometría mayor, que fue la que quedó atrapada entre la malla 3/8" (9.5 mm) y 1/4" (6.4 mm), según especificaciones ASTM (American Society for Testing Materials) - AASHTO (American Association of State Highway Officials). Flores (2005) consideró a las partículas como esferas con un diámetro promedio de 8.2 mm, dándole como resultado un área específica de $391 \text{ m}^2/\text{m}^3$ dentro del mismo volumen ocupado para esta experimentación (87.8 l). Flores (2005) obtuvo porcentajes de remoción del 30% en DQO y del 62% en SST con una carga orgánica de $2.60 \text{ kgDQO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$.

El agua residual a tratar se tomó de una tubería que alimenta a la unidad de lodos activados que se encuentra en la planta para tratamiento de aguas residuales de ciudad universitaria. El agua es una mezcla del agua residual generada en algunas secciones de ciudad universitaria y en una zona habitacional colindante.

Experimentos llevados a cabo en la década de los ochenta demostraron que aguas residuales con DQO cercanas a 200 mg/l podrían ser tratadas exitosamente en reactores anaerobios de biomasa fija (Lindgren, 1983). Dadas las características del agua residual cruda que llega a la planta de tratamiento de aguas residuales de ciudad universitaria ($\text{DQO}_{\text{promedio}} > 450 \text{ mg/l}$), se decidió utilizar el agua cruda sin enriquecerla.

De acuerdo a Flores (2005), se decidió arrancar el reactor piloto con una carga orgánica cercana a $2.60 \text{ kgDQO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$, aunque resultó promedio de $2.3 \text{ kgDQO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$ con un tiempo de retención hidráulico promedio de 2.2 horas; la segunda etapa fue contemplada trabajarla con un tiempo de retención hidráulico de lo doble a lo cual resultara la primera etapa, esto con la finalidad de fomentar el crecimiento de la mayor diversidad de especies de bacterias anaerobias dentro del biofiltro, y en la tercera etapa de experimentación con un tiempo de retención hidráulico de una hora para que exista mayor competencia entre ellas por el consumo de sustrato (materia orgánica), y así obtener mejores remociones de DQO a altas tasa de carga orgánica.

3.3.1. Operación de filtrado

La variación de las condiciones experimentales (carga orgánica) se logra al modificar el caudal, para esta experimentación se manejaron tres cargas orgánicas, por lo tanto, tres caudales diferentes. El sistema operó de manera continua.

La carga orgánica se define como la cantidad de sustrato que ingresa al sistema, por cantidad unitaria de microorganismos presentes en éste y por unidad de tiempo (Metcalf y Eddy, 1991). En este trabajo se utilizó como parámetro de operación y control la carga orgánica volumétrica. Este parámetro es el más usado en el diseño de reactores anaerobios de segunda generación y es frecuentemente empleado para comparar los diversos reactores anaerobios entre si, a pesar de no basarse en el contenido de biomasa activa en el reactor (Noyola, 1993). La carga orgánica volumétrica se define por la siguiente ecuación:

$$CO_V = (Q \cdot S_o) / V$$

donde,

CO_V	=	Carga orgánica volumétrica (kgDQO/m ³ ·d)
Q	=	Caudal (m ³ /d)
S_o	=	DQO _{total} en el influente (kg/m ³)
V	=	Volumen del reactor (m ³)

La carga orgánica también puede definirse como carga orgánica superficial. Este parámetro es el más usado para comparar reactores de biomasa fija, en los cuales sea posible medir con cierta precisión la superficie de crecimiento de la biopelícula. En la siguiente ecuación se define la carga orgánica superficial:

$$CO_S = (Q \cdot S_o) / (V \cdot A_{esp})$$

donde,

CO_S	=	Carga orgánica superficial (kgDQO/m ² ·d)
Q	=	Caudal (m ³ /d)
S_o	=	DQO _{total} en el influente (kg/m ³)
V	=	Volumen del reactor (m ³)
A_{esp}	=	Área específica de crecimiento de la biopelícula (m ² /m ³)

3.3.2. Operación de retrolavado

Tomando en cuenta las experiencias con un biofiltro aerobio-anaerobio (Piña, 2006), y considerando la velocidad de duplicación de las bacterias anaerobias, se decidió al inicio de la experimentación retrolavar cada 168 horas (7 días) e ir incrementando el periodo de retrolavado consecutivamente hasta llegar a un límite donde la calidad del efluente disminuya o la pérdida de carga sea demasiado grande, esto con la finalidad del ahorro de energía, ya que la operación de retrolavado involucra el consumo de energía eléctrica y el desgaste de maquinaria (compresor). Y resultó que la pérdida de carga no fue significativa (30 cm promedio) en el intervalo de tiempo de 7 días, además de que la calidad del efluente resulto aceptable, así que se llego a un periodo de 11 días, observando que la calidad del efluente disminuyó, aunque la pérdida de carga no fue significativa (50 cm). Por lo tanto el periodo óptimo de retrolavado es cada 7 días, sin llegar a 11 por las razones ya explicadas.

Se empleó el siguiente procedimiento de retrolavado basado en las experiencias de Valdivia y González (2001), Flores (2005) y Piña (2006):

1. Suspender la alimentación del agua residual (influyente). Cerrar las válvulas del efluente (superior e inferior) y abrir la de retrolavado, para recibir el agua de retrolavado dentro de un tambo de 120 litros.
2. Se abre la válvula de suministro de agua potable para retrolavado poco a poco hasta abrirla completamente, con esto se consigue empezar a expandir el lecho y arrastrar todo el material que se desprenda con el suministro de aire.
3. Una vez ya abierta por completo la válvula de agua potable, se empieza a abrir poco a poco la válvula de suministro de aire hasta abrirla completamente, el suministro de aire a alta presión (4 kg/cm^2) ayuda a expandir por completo el lecho de tezontle. La mezcla aire-agua se mantiene durante dos minutos.
4. Suspender el suministro de aire y mantener el flujo de agua por tres minutos más. En total se suministra un volumen de agua de retrolavado superior 1.2 veces el volumen útil del reactor.
5. Una vez terminado el proceso, cerrar la válvula de retrolavado, abrir las válvulas del influente y efluente, para reiniciar la corrida de filtración.

3.3.2. Programa experimental

Young y McCarty (1969) al tratar un agua residual con una DQO de 1500 mg/l se obtuvieron porcentajes de remoción de 36.7%, 79.3% y 91.5% para cargas cuyos tiempos de retención hidráulica fueron de 4.5, 9 y 18 horas, respectivamente.

Se decidió que las cargas orgánicas a aplicar en este experimento debían resultar de tiempos de retención hidráulica superiores a los de Young y McCarty. Comenzando con 2 horas en la primera etapa, 4 en la segunda. Para la tercera etapa de experimentación se decidió manejar un tiempo de retención hidráulico de 1 hora para obtener la máxima eficiencia del sistema o su falla.

Tomando en cuenta el caudal requerido para ajustar los tiempos de retención hidráulicos, se decidió iniciar con una carga orgánica que corresponde a un tiempo de retención hidráulico de 2 horas. Si se considera que el agua residual tiene, de manera teórica, una DQO total $> 450 \text{ mg/l}$, la carga inicial sería de $2.6 \text{ kgDQO/m}^3 \cdot \text{d}$. De manera similar, las cargas siguientes serían las correspondientes a tiempos de retención de 4 y 1 hora, para alcanzar cargas orgánicas de 1.3 y $5.2 \text{ kgDQO/m}^3 \cdot \text{d}$, respectivamente (tabla 3.6).

Tabla 3.6. Programa experimental.

Etapa de experimentación	Duración (d)	Carga orgánica ($\text{kgDQO/m}^3 \cdot \text{d}$)	Tiempo de retención hidráulico (h)
Primera	61	2.6	2.0
Segunda	28	1.3	4.0
Tercera	35	5.2	1.0

4. RESULTADOS

Los resultados que se presentan en este capítulo estarán divididos en dos tipos, los que se midieron en sitio (temperatura y pH) y los que se determinaron en laboratorio, tales como: sólidos suspendidos totales (SST), sólidos suspendidos volátiles (SSV), DQO total, DQO sobrenadante, metano, nitrógeno amoniacal ($N-NH_4$) y ortofosfatos ($P-PO_4$). Además de presentarse al final del capítulo la interpretación de resultados en lo que refiere a la remoción de DQO total, SST y la producción de gas metano.

El arranque del reactor piloto (biofiltro) inició el lunes 23 de enero del 2006, y con esto las mediciones de temperatura y pH (determinaciones en sitio) desde ese primer día de operación, para posteriormente ir haciendo las determinaciones en laboratorio.

La variable de experimentación fue la carga orgánica aunada al tiempo de retención hidráulico y los principales parámetros de respuesta fueron: remoción de DQO total y remoción de sólidos suspendidos totales. A continuación se presenta la tabla 4.1, que resume cada una de las etapas de experimentación según la variable de la carga orgánica aunada al tiempo de retención hidráulico y la duración de cada una de ellas. Esta tabla se presenta para tener mayor claridad en la presentación de resultados, cada vez que se mencione primera, segunda o tercera etapa de experimentación.

Como se puede apreciar en la tabla 4.1, el reactor piloto estuvo operando un total de 124 días; 61 para la primera etapa, 28 para la segunda y 35 para la tercera. Los resultados obtenidos se presentan por parámetro.

Tabla 4.1. Etapas de experimentación.

Etapa de experimentación	Duración (d)	Carga orgánica (kgDQO/m ³ ·d)	Tiempo de retención hidráulico (h)
Primera	61	2.3	2.2
Segunda	28	1.2	4.3
Tercera	35	4.6	1.0

El agua residual en el influente tuvo una DQO total promedio, medida en muestras compuestas de 24 horas de 436 mg/l, mientras que la DQO sobrenadante fue de 276 mg/l. Los sólidos suspendidos totales promedio en el influente fueron de 247 mg/l. El fósforo como ortofosfato tuvo un promedio de 13.5 mg/l y el nitrógeno medido como nitrógeno amoniacal tuvo un promedio de 20.8 mg/l.

4.1. Determinaciones en sitio

Las determinaciones que se hicieron en sitio fueron de temperatura y pH, ya que estos dos parámetros son sumamente importantes, sobre todo al arranque del reactor, pues un pH por debajo de 6.2 inhibe a las bacterias metanogénicas y por encima de 8.3 es el punto de quiebre de los carbonatos; la temperatura indica en que rango se van a desarrollar los microorganismos dentro del reactor, ya sea psicrófilico, mesófilico o termófilico.

4.1.1. Temperatura

La temperatura se midió a la entrada (influyente) y salida (efluente) del biofiltro con un termómetro de mercurio a las 10 y 17 horas del día durante toda la operación del biofiltro. En las tablas 4.2, 4.3 y 4.4 se presentan todos los valores registrados de temperatura durante las etapas de experimentación.

Para evitar que la temperatura del medio ambiente afectara las reacciones dentro del reactor piloto y así tener valores confiables. Se aisló todo el biofiltro con polietileno de baja densidad (“bajoalfombra”) desde el influente, hasta el punto de muestreo de efluente.

En la figura 4.1 se muestran los valores de temperatura en el influente y efluente a las 10 y 17 horas del día durante las tres etapas de experimentación del biofiltro.

El promedio general de temperatura en el influente a las 10 horas en la primera etapa (61 días) fue de 18.0°C y en el efluente de 17.0°C; a las 17 horas el valor promedio en el influente fue de 18.4°C y 22.5°C en el efluente. Para la segunda etapa (28 días) el promedio general de

temperatura a las 10 horas en el influente fue de 20.2°C y en el efluente de 18.6°C, a las 17 horas en el influente fue de 20.1°C y 24.7°C en el efluente. En la tercera etapa de experimentación la temperatura promedio en el influente a las 10 horas fue de 27.4°C y en el efluente de 24.0°C, a las 17 horas en el influente fue de 26.8°C y en el efluente de 30.4°C. Para mayor claridad estos promedios se presentan en la tabla 4.5.

Tabla 4.2. Valores registrados de temperatura en la primera etapa de experimentación.

Hora		10:00 horas		17:00 horas		
Día	Fecha	T _{inf} (°C)	T _{eff} (°C)	T _{inf} (°C)	T _{eff} (°C)	
1	Lunes	23/01/06	18.5	18.0	18.0	19.5
2	Martes	24/01/06	16.5	16.0	19.8	26.0
3	Miércoles	25/01/06	19.0	18.5	17.2	18.5
4	Jueves	26/01/06	16.8	14.2	18.0	18.7
5	Viernes	27/01/06	17.2	16.6	18.2	21.2
8	Lunes	30/01/06	16.9	16.6	17.5	20.6
9	Martes	31/01/06	17.0	16.2	18.0	21.0
10	Miércoles	01/02/06	16.9	15.1	18.0	20.7
11	Jueves	02/02/06	16.9	14.8	18.0	21.6
12	Viernes	03/02/06	16.8	15.4	17.9	21.8
15	Lunes	06/02/06	18.0	17.9	17.9	20.8
16	Martes	07/02/06	17.0	15.0	17.9	20.2
17	Miércoles	08/02/06	17.1	16.8	17.9	21.2
18	Jueves	09/02/06	17.0	16.8	18.6	22.1
19	Viernes	10/02/06	18.1	17.9	19.0	20.3
22	Lunes	13/02/06	19.1	18.8	18.0	23.0
23	Martes	14/02/06	17.0	15.6	18.2	21.4
24	Miércoles	15/02/06	-	-	18.2	19.6
25	Jueves	16/02/06	19.7	19.0	18.7	23.0
26	Viernes	17/02/06	18.0	17.2	19.0	21.0
29	Lunes	20/02/06	18.8	18.7	18.6	24.0
30	Martes	21/02/06	18.2	17.2	18.5	24.0
31	Miércoles	22/02/06	18.0	17.5	18.6	22.0
32	Jueves	23/02/06	21.0	18.0	18.7	25.0
33	Viernes	24/02/06	17.7	16.3	19.0	21.0
36	Lunes	27/02/06	17.0	15.2	17.6	22.0
37	Martes	28/02/06	17.0	15.5	18.0	21.0
38	Miércoles	01/03/06	17.2	16.5	18.0	23.0
39	Jueves	02/03/06	20.0	18.0	19.2	24.2
40	Viernes	03/03/06	17.0	15.5	18.0	22.0
43	Lunes	06/03/06	17.1	16.2	18.5	25.0
44	Martes	07/03/06	17.0	16.0	18.1	24.0
45	Miércoles	08/03/06	18.5	18.0	18.2	24.3
46	Jueves	09/03/06	18.5	18.2	18.8	24.0
47	Viernes	10/03/06	18.3	18.0	18.0	24.0
50	Lunes	13/03/06	20.0	19.2	19.0	27.0
51	Martes	14/03/06	19.2	18.8	19.0	24.0
52	Miércoles	15/03/06	21.0	19.0	19.0	23.5
53	Jueves	16/03/06	19.0	18.6	20.0	24.5
54	Viernes	17/03/06	18.0	17.5	18.0	25.0
57	Lunes	20/03/06	18.0	17.0	18.7	26.0
59	Miércoles	22/03/06	17.5	16.2	19.0	24.0
60	Jueves	23/03/06	18.2	18.0	19.0	23.0
61	Viernes	24/03/06	18.0	17.0	17.2	21.2
Promedio =		18.0	17.0	18.4	22.5	

Los valores de temperatura que se registraron en el influente del biofiltro si se vieron afectados por la temperatura del medio ambiente. El agua residual una vez dentro del biofiltro no debió haber sufrido ninguna influencia del medio ambiente gracias al polietileno de baja densidad que se utilizó para aislar el biofiltro.

Según el tiempo de retención hidráulico, va a ser la diferencia de temperatura que se tenga del influente con respecto al efluente a una misma hora; por ejemplo, si el agua residual en el

influyente se registra con una temperatura de 18°C a las 8 horas del día, y si se trabaja con un tiempo de retención hidráulico de 2 horas, entonces la temperatura en el efluente a las 10 horas del día será la misma de 18°C.

Tabla 4.3. Valores registrados de temperatura en la segunda etapa de experimentación.

	Hora		10:00 horas		17:00 horas	
	Día	Fecha	T _{inf} (°C)	T _{eff} (°C)	T _{inf} (°C)	T _{eff} (°C)
71	Lunes	03/04/06	27.0	24.0	22.0	28.0
72	Martes	04/04/06	23.0	21.0	24.0	25.0
73	Miércoles	05/04/06	21.0	20.0	22.0	27.0
74	Jueves	06/04/06	21.0	20.0	22.0	24.0
75	Viernes	07/04/06	22.0	20.0	23.0	26.0
78	Lunes	10/04/06	23.0	20.0	22.0	27.0
79	Martes	11/04/06	22.0	20.0	22.0	28.0
80	Miércoles	12/04/06	22.0	19.0	22.0	27.0
81	Jueves	13/04/06	22.0	19.0	21.0	26.0
82	Viernes	14/04/06	23.0	20.0	22.0	26.0
85	Lunes	17/04/06	25.0	22.0	22.0	28.0
86	Martes	18/04/06	22.0	19.0	25.0	27.0
87	Miércoles	19/04/06	22.0	20.0	22.0	27.0
88	Jueves	20/04/06	23.0	22.0	24.0	25.0
89	Viernes	21/04/06	28.0	24.0	23.0	27.0
Promedio =			20.2	18.6	20.1	24.7

Tabla 4.4. Valores registrados de temperatura en la tercera etapa de experimentación.

	Hora		10:00 horas		17:00 horas	
	Día	Fecha	T _{inf} (°C)	T _{eff} (°C)	T _{inf} (°C)	T _{eff} (°C)
116	Jueves	18/05/06	25.0	23.0	21.0	28.0
117	Viernes	19/05/06	27.0	25.0	23.0	27.0
119	Domingo	21/05/06	30.0	25.0	32.0	33.0
120	Lunes	22/05/06	27.0	22.0	27.0	30.0
121	Martes	23/05/06	28.0	25.0	31.0	34.0
Promedio =			27.4	24.0	26.8	30.4

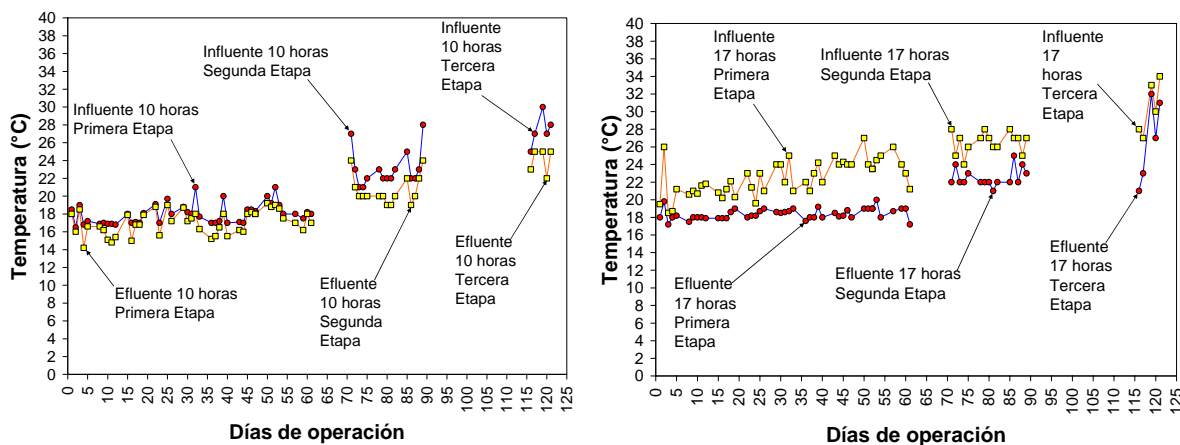


Figura 4.1. Valores de temperatura en el influente y efluente a las 10 y 17 horas del día.

Estas diferencias se observan en la tabla 4.5, teniendo por la mañana (10 horas) siempre una diferencia positiva, ya que en la mañana la temperatura del medio ambiente (que si afecta al influente) va en aumento generalmente; y por la tarde (17 horas) se observa una diferencia negativa ya que por la tarde la temperatura del medio ambiente va en decremento. Para

observar con mayor claridad estas diferencias de temperatura del influente con respecto al efluente se realizó una corrida de temperatura desde las 7 de la mañana hasta las 8 de la noche, tomando lectura cada hora con un tiempo de retención hidráulico promedio de 2.2 horas y una carga orgánica promedio de 2.3 kgDQO/m³·d para la primera etapa de experimentación (figura 4.2).

Tabla 4.5. Promedio general de temperatura a las 10 y 17 horas en el influente y efluente a distintos tiempos de retención hidráulico.

Etapa de experimentación	Duración (d)	Periodo	Tiempo de retención hidráulico (h)	Temperatura influente 10 horas (°C)	Temperatura efluente 10 horas (°C)	Diferencia (°C)	Temperatura influente 17 horas (°C)	Temperatura efluente 17 horas (°C)	Diferencia (°C)
Primera	61	del 23 de enero al 24 de marzo del 2006	2.2	18.0	17.0	1.0	18.4	22.5	-4.1
Segunda	28	del 25 de marzo al 21 de abril del 2006	4.3	20.2	18.6	1.6	20.1	24.7	-4.6
Tercera	35	Del 22 de abril al 26 de mayo del 2006	1.0	27.4	24.0	3.4	26.8	30.4	-3.6

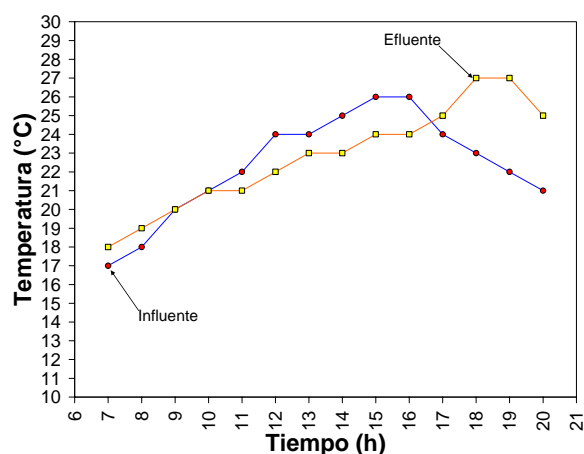


Figura 4.2. Corrida de temperatura desde las 7 de la mañana a las 8 de la noche con una carga orgánica de 2.3 kgDQO/m³·d y un tiempo de retención hidráulico de 2.2 horas.

Se registró que la temperatura máxima de 26°C del influente se alcanzó a las 15 horas, mientras que el valor mínimo de 17°C se registró a las 7 horas. Por otra parte, la temperatura máxima del efluente se alcanzó a las 18 horas con un valor de 27°C, mientras que el valor mínimo se registró a las 7 horas con un valor de 18°C.

4.1.2. pH

El pH se midió con un medidor de pH “Conductronic” tanto en el influente como en el efluente, esto con la finalidad de vigilar un pH adecuado para el desarrollo de las bacterias

metanogénicas ($6.2 < \text{pH} < 8.3$) y así poder tomar precauciones necesarias en caso de una acidificación o una alcalinidad no adecuada.

Tabla 4.6. Valores medidos de pH en la primera etapa de experimentación.

	Hora		10:00 horas		17:00 horas	
	Día	Fecha	pH _{inf}	pH _{eff}	pH _{inf}	pH _{eff}
1	Lunes	23/01/06	8.1	6.9	8.1	8.1
2	Martes	24/01/06	7.7	7.1	8.0	7.6
3	Miércoles	25/01/06	7.8	7.4	8.2	7.9
4	Jueves	26/01/06	7.9	7.2	8.2	7.7
5	Viernes	27/01/06	7.8	7.2	8.2	7.7
8	Lunes	30/01/06	7.7	6.8	8.0	7.5
9	Martes	31/01/06	7.5	7.3	7.9	7.6
10	Miércoles	01/02/06	7.8	7.0	7.8	7.5
11	Jueves	02/02/06	7.6	7.2	7.9	7.3
12	Viernes	03/02/06	7.7	7.1	7.8	7.3
15	Lunes	06/02/06	7.5	6.7	7.2	6.7
16	Martes	07/02/06	7.7	7.0	8.0	7.9
17	Miércoles	08/02/06	7.6	7.0	7.9	7.6
18	Jueves	09/02/06	7.5	7.2	7.7	7.5
19	Viernes	10/02/06	7.7	7.3	7.8	7.8
22	Lunes	13/02/06	8.3	8.0	8.2	7.6
23	Martes	14/02/06	8.1	7.6	8.1	7.5
24	Miércoles	15/02/06	-	-	8.1	8.0
25	Jueves	16/02/06	8.1	7.8	8.0	7.7
26	Viernes	17/02/06	7.9	7.3	8.1	8.0
29	Lunes	20/02/06	8.1	7.5	8.2	7.1
30	Martes	21/02/06	8.1	7.1	8.2	7.5
31	Miércoles	22/02/06	8.2	7.4	8.2	7.9
32	Jueves	23/02/06	8.2	7.6	8.1	7.0
33	Viernes	24/02/06	8.2	7.3	8.0	7.5
36	Lunes	27/02/06	8.2	7.2	8.3	8.2
37	Martes	28/02/06	8.2	7.5	8.2	8.1
38	Miércoles	01/03/06	8.1	7.2	8.3	7.8
39	Jueves	02/03/06	8.1	7.6	8.2	7.6
40	Viernes	03/03/06	8.1	7.4	8.2	7.5
43	Lunes	06/03/06	8.0	7.1	8.2	7.5
44	Martes	07/03/06	8.1	7.4	8.2	7.6
45	Miércoles	08/03/06	8.3	7.4	8.2	7.7
46	Jueves	09/03/06	8.2	7.4	8.3	8.1
47	Viernes	10/03/06	8.2	7.6	8.2	7.5
50	Lunes	13/03/06	8.1	7.2	8.2	7.6
51	Martes	14/03/06	8.1	7.4	8.1	7.7
52	Miércoles	15/03/06	8.1	7.4	8.2	7.5
53	Jueves	16/03/06	8.1	7.1	8.2	7.4
54	Viernes	17/03/06	8.0	7.3	8.3	7.5
57	Lunes	20/03/06	8.1	6.9	8.2	7.7
59	Miércoles	22/03/06	7.8	7.1	8.2	7.5
60	Jueves	23/03/06	8.2	7.6	8.3	7.8
61	Viernes	24/03/06	8.1	7.6	8.3	7.7
Promedio =			8.0	7.3	8.1	7.6

Los valores medidos de pH a las 10 y 17 horas durante la primera etapa de experimentación se presentan en la tabla 4.6, los de la segunda en la tabla 4.7, y los de la tercera etapa de experimentación en la tabla 4.8. En estas tablas al final de cada una de ellas, también se presentan sus promedios de pH durante toda la etapa de experimentación.

En la figura 4.3 se muestra el comportamiento del pH medido in situ a las 10 y 17 horas del día, tanto de influente como efluente en las tres etapas de operación del biofiltro. Los valores promedio para las tres etapas de experimentación se muestran en la tabla 4.9.

Tabla 4.7. Valores medidos de pH en la segunda etapa de experimentación.

Hora		10:00 horas		17:00 horas	
Día	Fecha	pH _{inf}	pH _{ef}	pH _{inf}	pH _{ef}
71	Lunes 03/04/06	8.2	7.1	8.2	7.0
72	Martes 04/04/06	8.2	7.7	8.2	7.8
73	Miércoles 05/04/06	8.4	7.7	8.2	7.9
74	Jueves 06/04/06	8.5	7.6	8.3	7.8
75	Viernes 07/04/06	8.4	7.6	8.3	7.6
78	Lunes 10/04/06	7.7	6.9	7.7	7.3
79	Martes 11/04/06	8.1	7.5	7.8	7.6
80	Miércoles 12/04/06	8.1	7.2	7.5	7.2
81	Jueves 13/04/06	8.1	7.1	7.4	6.8
82	Viernes 14/04/06	8.2	7.4	8.0	7.5
85	Lunes 17/04/06	8.0	7.0	7.9	7.2
86	Martes 18/04/06	8.1	7.2	8.3	7.5
87	Miércoles 19/04/06	8.2	7.5	7.8	7.6
88	Jueves 20/04/06	8.3	7.6	8.2	7.8
89	Viernes 21/04/06	8.3	7.8	8.0	7.5
Promedio =		8.2	7.4	8.0	7.5

Tabla 4.8. Valores medidos de pH en la tercera etapa de experimentación.

Hora		10:00 horas		17:00 horas	
Día	Fecha	pH _{inf}	pH _{ef}	pH _{inf}	pH _{ef}
116	Jueves 18/05/06	8.3	7.8	7.6	7.3
117	Viernes 19/05/06	8.3	7.4	7.8	7.1
119	Domingo 21/05/06	7.7	7.1	7.3	7.0
120	Lunes 22/05/06	7.7	7.0	7.9	7.7
121	Martes 23/05/06	8.1	7.5	8.0	7.6
Promedio =		8.0	7.3	7.7	7.3

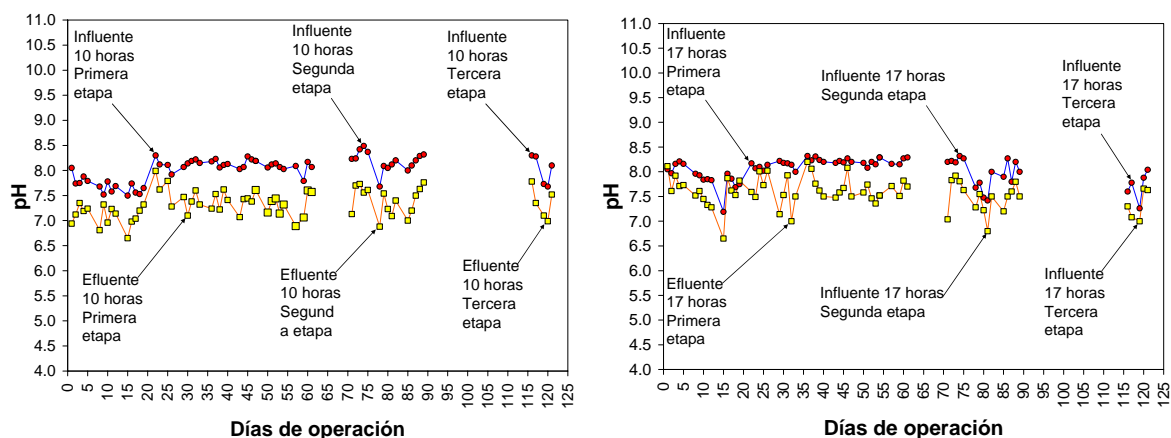


Figura 4.3. Comportamiento del pH a las 10 y 17 horas del día en influente y efluente.

Tanto a las 10 como a las 17 horas del día siempre se presentó una disminución del pH para las tres etapas de experimentación. La diferencia en porcentaje de esta disminución también se presentan en la tabla 4.9, la mayor diferencia existió a las 10 horas con una carga orgánica de 1.2 kgDQO/m³·d, y esta fue del 9.6%; y la menor diferencia se presentó a las 17 horas con una carga orgánica de 4.6 kgDQO/m³·d, y fue del 4.9%.

Tabla 4.9. Valores promedio de pH a las 10 y 17 horas del día en influente y efluente.

Etapa de experimentación	Duración (d)	Carga orgánica (kgDQO/m ³ ·d)	pH influente 10 horas	pH efluente 10 horas	Diferencia (%)	pH influente 17 horas	pH efluente 17 horas	Diferencia (%)
Primera	61	2.3	8.0	7.3	8.5	8.1	7.6	5.7
Segunda	28	1.2	8.2	7.4	9.6	8.0	7.5	6.3
Tercera	35	4.6	8.0	7.3	8.4	7.7	7.3	4.9

4.2. Determinaciones en laboratorio

Como ya se había dicho se hicieron determinaciones en sitio y en laboratorio. Las determinaciones en laboratorio son más controladas (ambientalmente). La determinación de sólidos suspendidos totales (SST) y sólidos suspendido volátiles (SSV) se hicieron con ayuda de filtros “Whatman” con apertura de 1.6 μm y un matraz kitasato con embudo buchner. Para determinar DQO total y sobrenadante, nitrógeno amoniacal (N-NH_4) y ortofosfatos (P-PO_4) se utilizaron kit “Merck” y espectrofotómetro de color de luz visible “Roy Milton – Spectronic”. Para determinar la producción de gas metano se uso un cromatógrafo de gases “Fisher 1200”.

4.2.1. Sólidos suspendidos totales (SST) y volátiles (SSV)

La determinación de sólidos suspendidos volátiles se concluyó el día 50 de operación del biofiltro dentro de la primera etapa, y se dejó de realizar debido a que los sólidos suspendidos volátiles es una fracción muy representativa de los sólidos suspendidos totales (83%). En la tabla 4.10 se presentan los valores obtenidos en laboratorio de sólidos suspendidos totales y volátiles durante la primera etapa de experimentación.

Como se puede observar para esta primera etapa de experimentación, el valor promedio de sólidos suspendidos totales en el influente fue de 235 mg/l y en el efluente de 40 mg/l, presentándose una remoción promedio del 82%. En el caso de los sólidos suspendidos volátiles, el valor promedio de ellos en el influente fue de 194 mg/l y en el efluente de 37 mg/l, con una remoción promedio del 80%.

En la segunda etapa de experimentación ya no se determinó sólidos suspendidos volátiles, sólo sólidos suspendidos totales. Y como se esperaba, a menor velocidad de flujo, es decir menor carga orgánica, la remoción de sólidos suspendidos totales fue mayor. Se tuvieron remociones promedio del 82 y 86 % respectivamente para las cargas orgánicas de 2.3 y 1.2 $\text{kgDQO/m}^3\cdot\text{d}$ en la primera y segunda etapa de experimentación. A continuación se presenta la tabla 4.11 con los valores obtenidos en laboratorio de sólidos suspendidos totales en la segunda etapa de experimentación.

El valor promedio de sólidos suspendidos totales en el influente en la segunda etapa de experimentación resultó ser de 199 mg/l y en el efluente de 23 mg/l con una remoción del 86%. Y sorprendentemente, lejos de creer que al incrementar la carga orgánica a 4.6 $\text{kgDQO/m}^3\cdot\text{d}$ en la tercera etapa de experimentación el porcentaje de remoción disminuyera, al contrario éste aumento al 88% de remoción. En la tabla 4.12 se presentan los resultados obtenidos de sólidos suspendidos totales en la tercera etapa de experimentación.

Tabla 4.10. Valores obtenidos en laboratorio de sólidos suspendidos totales y volátiles durante la primera etapa de experimentación.

	Día	Fecha	SST _{inf} (mg/l)	SST _{enf} (mg/l)	Remoción (%)	SSV _{inf} (mg/l)	SSV _{enf} (mg/l)	Remoción (%)
2	Martes	24/01/06	116	16	86%	84	8	90%
3	Miércoles	25/01/06	110	44	60%	56	22	61%
4	Jueves	26/01/06	222	38	83%	192	34	82%
5	Viernes	27/01/06	182	32	82%	160	32	80%
8	Lunes	30/01/06	184	10	95%	158	6	96%
9	Martes	31/01/06	170	44	74%	152	42	72%
10	Miércoles	01/02/06	232	28	88%	202	24	88%
11	Jueves	02/02/06	164	30	82%	144	30	79%
12	Viernes	03/02/06	262	34	87%	226	34	85%
15	Lunes	06/02/06	217	17	92%	179	17	91%
16	Martes	07/02/06	264	16	94%	228	16	93%
17	Miércoles	08/02/06	192	30	84%	176	30	83%
18	Jueves	09/02/06	164	26	84%	152	26	83%
19	Viernes	10/02/06	260	34	87%	215	30	86%
22	Lunes	13/02/06	264	78	70%	220	68	69%
23	Martes	14/02/06	164	64	61%	148	56	62%
25	Jueves	16/02/06	156	82	47%	144	76	47%
26	Viernes	17/02/06	248	28	89%	224	28	88%
29	Lunes	20/02/06	188	60	68%	168	58	65%
30	Martes	21/02/06	188	52	72%	164	48	71%
31	Miércoles	22/02/06	212	50	76%	184	50	73%
32	Jueves	23/02/06	248	64	74%	216	56	74%
33	Viernes	24/02/06	260	56	78%	224	52	77%
36	Lunes	27/02/06	288	72	75%	252	64	75%
37	Martes	28/02/06	184	54	71%	164	48	71%
38	Miércoles	01/03/06	384	26	93%	336	26	92%
39	Jueves	02/03/06	188	30	84%	168	30	82%
40	Viernes	03/03/06	244	36	85%	240	36	85%
43	Lunes	06/03/06	240	28	88%	152	28	82%
44	Martes	07/03/06	296	36	88%	256	36	86%
45	Miércoles	08/03/06	324	42	87%	272	38	86%
46	Jueves	09/03/06	376	44	88%	284	38	87%
47	Viernes	10/03/06	372	60	84%	208	56	73%
50	Lunes	13/03/06	296	24	92%	252	20	92%
51	Martes	14/03/06	224	36	84%	-	-	-
52	Miércoles	15/03/06	188	36	81%	-	-	-
53	Jueves	16/03/06	264	40	85%	-	-	-
54	Viernes	17/03/06	268	42	84%	-	-	-
57	Lunes	20/03/06	336	44	87%	-	-	-
58	Martes	21/03/06	204	40	80%	-	-	-
59	Miércoles	22/03/06	392	26	93%	-	-	-
60	Jueves	23/03/06	160	28	83%	-	-	-
61	Viernes	24/03/06	216	24	89%	-	-	-
	Promedio =		235	40	82%	194	37	80%

Tabla 4.11. Valores obtenidos en laboratorio de sólidos suspendidos totales durante la segunda etapa de experimentación.

	Día	Fecha	SST _{inf} (mg/l)	SST _{enf} (mg/l)	Remoción (%)
72	Martes	04/04/06	108	24	78%
73	Miércoles	05/04/06	120	24	80%
74	Jueves	06/04/06	175	28	84%
75	Viernes	07/04/06	115	28	76%
78	Lunes	10/04/06	104	18	83%
79	Martes	11/04/06	160	24	85%
80	Miércoles	12/04/06	345	14	96%
81	Jueves	13/04/06	176	14	92%
86	Martes	18/04/06	200	16	92%
88	Jueves	20/04/06	395	42	89%
89	Viernes	21/04/06	290	20	93%
	Promedio =		199	23	86%

En la tercera etapa de experimentación el promedio de sólidos suspendidos totales en el influente fue de 308 mg/l y en el efluente de 38 mg/l con un 88% de remoción. En la tabla 4.13 se presenta un resumen de valores promedio en las tres etapas de experimentación en lo que refiere a sólidos suspendidos totales.

Tabla 4.12. Resultados obtenidos en laboratorio de sólidos suspendidos totales durante la tercera etapa de experimentación.

	Día	Fecha	SST _{in} (mg/l)	SST _{ef} (mg/l)	Remoción (%)
108	Miércoles	10/05/06	240	28	88%
109	Jueves	11/05/06	295	30	90%
110	Viernes	12/05/06	380	50	87%
113	Lunes	15/05/06	390	66	83%
115	Miércoles	17/05/06	350	36	90%
116	Jueves	18/05/06	215	38	82%
117	Viernes	19/05/06	310	42	86%
119	Domingo	21/05/06	285	16	94%
120	Lunes	22/05/06	230	14	94%
121	Martes	23/05/06	385	56	85%
Promedio =			308	38	88%

Tabla 4.13. Resumen de valores promedio de sólidos suspendidos totales (SST) en las tres etapas de experimentación.

Etapa de experimentación	SST influente (mg/l)	SST efluente (mg/l)	Remoción (%)
Primera	235	40	82%
Segunda	199	23	86%
Tercera	308	38	88%

El comportamiento gráfico en las tres etapas de experimentación de los sólidos suspendidos totales tanto en el influente como en el efluente se puede observar en la figura 4.4.

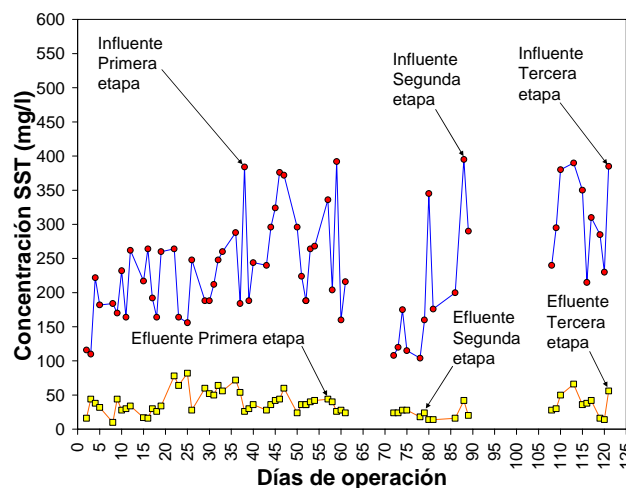


Figura 4.4. Comportamiento de los sólidos suspendidos totales en las tres etapas de experimentación.

4.2.2. Demanda química de oxígeno (DQO) total y sobrenadante

El promedio de DQO total del influente en la primera etapa de experimentación medida en muestras compuestas de 24 horas fue de 456 mg/l, en la segunda etapa de 412 mg/l, y en la tercera de 439 mg/l. La DQO sobrenadante del influente en la primera etapa de experimentación fue de 316 mg/l, en la segunda etapa de 248 mg/l, y en la tercera de 263 mg/l.

Para determinar la carga orgánica asociada a la DQO total en el influente, se midió el caudal alimentado a modo de obtener el tiempo de retención hidráulico. Con el caudal medido, se obtiene la carga orgánica volumétrica, o sea:

$$CO_v = \frac{S_o \cdot Q}{V_u}$$

donde,

CO_v = carga orgánica volumétrica (kgDQO/m³·d)

S_o = sustrato (materia orgánica) = variable (kgDQO/m³)

Q = caudal alimentado = variable (m³/d)

V_u = volumen útil del reactor = constante = 0.0878 m³

y el tiempo de retención hidráulico = TRH

$$TRH = \frac{V_i}{Q_e} \text{ (h)}$$

donde,

V_i = volumen ocupado entre los intersticios del lecho filtrante = constante =

= $V_u \cdot$ porosidad en húmedo (44.6%) = 0.0878 x 0.446 = 0.0391 m³

Q = caudal alimentado = variable (m³/h)

A continuación se presenta la tabla 4.14 donde se presenta los valores determinados en laboratorio de DQO total en el influente asociados al caudal diario aforado y el tiempo de retención hidráulico (TRH) durante la primera etapa de experimentación.

Lo mismo se hizo para la segunda y tercera etapa de experimentación, y estos resultados se presentan en las tablas 4.15 y 4.16 respectivamente para cada etapa.

En la tabla 4.17 se resumen todos los valores promedio de DQO total en el influente, caudal alimentado, carga orgánica calculada y tiempo de retención hidráulico calculado en cada una de las tres etapas.

Los valores obtenidos en laboratorio de DQO total en el influente y efluente así como su remoción en cada una de las etapas de experimentación se presentan en las tablas 4.18, 4.19 y 4.20 respectivamente.

Tabla 4.14. Valores determinados en laboratorio de DQO total en el influente asociado al caudal alimentado, la carga orgánica y el tiempo de retención hidráulico calculados durante la primera etapa de experimentación.

	Día	Fecha	DQO _{inf} (mg/l)	Caudal (m ³ /d)	CO (kgDQO/m ³ d)	TRH (h)
2	Martes	24/01/06	503	0.54	3.1	1.7
3	Miércoles	25/01/06	330	0.42	1.6	2.2
4	Jueves	26/01/06	456	0.41	2.1	2.3
5	Viernes	27/01/06	367	0.53	2.2	1.8
8	Lunes	30/01/06	503	0.45	2.6	2.1
9	Martes	31/01/06	393	0.37	1.6	2.6
10	Miércoles	01/02/06	440	0.43	2.2	2.2
11	Jueves	02/02/06	454	0.40	2.1	2.3
12	Viernes	03/02/06	517	0.39	2.3	2.4
15	Lunes	06/02/06	440	0.42	2.1	2.2
16	Martes	07/02/06	351	0.42	1.7	2.2
17	Miércoles	08/02/06	379	0.41	1.8	2.3
18	Jueves	09/02/06	377	0.39	1.7	2.4
19	Viernes	10/02/06	524	0.55	3.3	1.7
22	Lunes	13/02/06	577	0.74	4.9	1.3
23	Martes	14/02/06	391	0.53	2.4	1.8
25	Jueves	16/02/06	395	0.66	3.0	1.4
26	Viernes	17/02/06	400	0.45	2.0	2.1
29	Lunes	20/02/06	339	0.71	2.8	1.3
30	Martes	21/02/06	409	0.32	1.5	2.9
31	Miércoles	22/02/06	463	0.60	3.2	1.6
32	Jueves	23/02/06	461	0.42	2.2	2.2
33	Viernes	24/02/06	484	0.34	1.9	2.8
36	Lunes	27/02/06	435	0.47	2.3	2.0
37	Martes	28/02/06	440	0.46	2.3	2.0
38	Miércoles	01/03/06	563	0.51	3.3	1.8
39	Jueves	02/03/06	428	0.50	2.4	1.9
40	Viernes	03/03/06	374	0.48	2.0	2.0
43	Lunes	06/03/06	456	0.48	2.5	1.9
44	Martes	07/03/06	451	0.44	2.2	2.2
45	Miércoles	08/03/06	477	0.44	2.4	2.1

	Día	Fecha	DQO _{inf} (mg/l)	Caudal (m ³ /d)	CO (kgDQO/m ³ d)	TRH (h)
46	Jueves	09/03/06	524	0.48	2.9	1.9
47	Viernes	10/03/06	589	0.46	3.1	2.0
50	Lunes	13/03/06	496	0.50	2.9	1.9
51	Martes	14/03/06	468	0.44	2.4	2.1
52	Miércoles	15/03/06	503	0.36	2.1	2.6
53	Jueves	16/03/06	500	0.35	2.0	2.7
54	Viernes	17/03/06	565	0.33	2.1	2.9
57	Lunes	20/03/06	500	0.30	1.7	3.2
58	Martes	21/03/06	526	0.29	1.8	3.2
59	Miércoles	22/03/06	540	0.29	1.8	3.3
60	Jueves	23/03/06	384	0.28	1.2	3.3
61	Viernes	24/03/06	442	0.27	1.4	3.5
	Promedio =		456	0.44	2.3	2.2

Tabla 4.15. Valores determinados en laboratorio de DQO total en el influente asociado al caudal alimentado, la carga orgánica y el tiempo de retención hidráulico calculados durante la segunda etapa de experimentación.

	Día	Fecha	DQO _{inf} (mg/l)	Caudal (m ³ /d)	CO (kgDQO/m ³ d)	TRH (h)
72	Martes	04/04/06	456	0.14	0.7	6.5
73	Miércoles	05/04/06	349	0.18	0.7	5.2
74	Jueves	06/04/06	423	0.23	1.1	4.1
75	Viernes	07/04/06	344	0.19	0.7	5.1
78	Lunes	10/04/06	258	0.21	0.6	4.5
79	Martes	11/04/06	316	0.26	0.9	3.6
80	Miércoles	12/04/06	517	0.24	1.4	3.9
81	Jueves	13/04/06	328	0.24	0.9	3.9
86	Martes	18/04/06	365	0.24	1.0	3.9
88	Jueves	20/04/06	596	0.34	3.4	2.8
89	Viernes	21/04/06	582	0.27	1.8	3.4
Promedio =			412	0.23	1.2	4.3

Tabla 4.16. Valores determinados en laboratorio de DQO total en el influente asociado al caudal alimentado, la carga orgánica y el tiempo de retención hidráulico calculados durante la tercera etapa de experimentación.

	Día	Fecha	DQO _{inf} (mg/l)	Caudal (m ³ /d)	CO (kgDQO/m ³ d)	TRH (h)
108	Miércoles	10/05/06	489	0.93	5.2	1.0
109	Jueves	11/05/06	619	0.93	6.6	1.0
110	Viernes	12/05/06	731	0.93	7.7	1.0
113	Lunes	15/05/06	479	0.93	5.1	1.0
115	Miércoles	17/05/06	360	0.93	3.8	1.0
116	Jueves	18/05/06	328	0.93	3.5	1.0
117	Viernes	19/05/06	372	0.93	3.9	1.0
119	Domingo	21/05/06	316	0.93	3.3	1.0
120	Lunes	22/05/06	311	0.93	3.3	1.0
121	Martes	23/05/06	386	0.93	4.1	1.0
Promedio =			439	0.93	4.6	1.0

Tabla 4.17. Valores promedio de DQO total en el influente, caudal alimentado, carga orgánica calculada y el tiempo de retención hidráulico calculado en las tres etapas de experimentación.

Etapas de experimentación	Duración (d)	DQO total influente (mg/l)	Caudal alimentado (m ³ /d)	Carga orgánica (kgDQO/m ³ ·d)	Tiempo de retención hidráulico (h)
Primera	61	456	0.44	2.3	2.2
Segunda	28	412	0.23	1.2	4.3
Tercera	35	439	0.93	4.6	1.0

Tabla 4.18. Valores obtenidos en laboratorio de DQO total en el influente y efluente así como su remoción en la primera etapa de experimentación.

	Día	Fecha	DQO _{total} (mg/l)	DQO _{total} (mg/l)	Remoción (%)
2	Martes	24/01/06	503	-	-
3	Miércoles	25/01/06	330	-	-
4	Jueves	26/01/06	456	-	-
5	Viernes	27/01/06	367	-	-
8	Lunes	30/01/06	503	-	-
9	Martes	31/01/06	393	-	-
10	Miércoles	01/02/06	440	-	-
11	Jueves	02/02/06	454	-	-
12	Viernes	03/02/06	517	-	-
15	Lunes	06/02/06	440	-	-
16	Martes	07/02/06	351	-	-
17	Miércoles	08/02/06	379	-	-
18	Jueves	09/02/06	377	-	-
19	Viernes	10/02/06	524	-	-
22	Lunes	13/02/06	577	-	-
23	Martes	14/02/06	391	-	-
25	Jueves	16/02/06	395	-	-
26	Viernes	17/02/06	400	-	-
29	Lunes	20/02/06	339	-	-
30	Martes	21/02/06	409	-	-
31	Miércoles	22/02/06	463	-	-
32	Jueves	23/02/06	461	-	-
33	Viernes	24/02/06	484	-	-
36	Lunes	27/02/06	435	-	-
37	Martes	28/02/06	440	-	-
38	Miércoles	01/03/06	563	-	-
39	Jueves	02/03/06	428	-	-
40	Viernes	03/03/06	374	-	-
43	Lunes	06/03/06	456	-	-
44	Martes	07/03/06	451	-	-
45	Miércoles	08/03/06	477	-	-
46	Jueves	09/03/06	524	-	-
47	Viernes	10/03/06	589	-	-
50	Lunes	13/03/06	496	-	-
51	Martes	14/03/06	468	251	46%
52	Miércoles	15/03/06	503	253	50%
53	Jueves	16/03/06	500	267	47%
54	Viernes	17/03/06	565	286	49%
57	Lunes	20/03/06	500	316	37%
58	Martes	21/03/06	526	183	65%

59	Miércoles	22/03/06	540	127	76%
60	Jueves	23/03/06	384	174	55%
61	Viernes	24/03/06	442	216	51%
Promedio =			456	230	53%

Tabla 4.19. Valores obtenidos en laboratorio de DQO total en el influente y efluente así como su remoción en la segunda etapa de experimentación.

	Día	Fecha	DQO _{total inf} (mg/l)	DQO _{total efl} (mg/l)	Remoción (%)
72	Martes	04/04/06	456	197	57%
73	Miércoles	05/04/06	349	195	44%
74	Jueves	06/04/06	423	206	51%
75	Viernes	07/04/06	344	232	33%
78	Lunes	10/04/06	258	153	41%
79	Martes	11/04/06	316	108	66%
80	Miércoles	12/04/06	517	146	72%
81	Jueves	13/04/06	328	108	67%
86	Martes	18/04/06	365	125	66%
88	Jueves	20/04/06	596	237	60%
89	Viernes	21/04/06	582	374	36%
Promedio =			412	189	54%

Tabla 4.20. Valores obtenidos en laboratorio de DQO total en el influente y efluente así como su remoción en la tercera etapa de experimentación.

	Día	Fecha	DQO _{total inf} (mg/l)	DQO _{total efl} (mg/l)	Remoción (%)
108	Miércoles	10/05/06	489	192	61%
109	Jueves	11/05/06	619	209	66%
110	Viernes	12/05/06	731	265	64%
113	Lunes	15/05/06	479	302	37%
115	Miércoles	17/05/06	360	260	28%
116	Jueves	18/05/06	328	253	23%
117	Viernes	19/05/06	372	223	40%
119	Domingo	21/05/06	316	108	66%
120	Lunes	22/05/06	311	94	70%
121	Martes	23/05/06	386	244	37%
Promedio =			439	215	49%

A continuación se presenta la tabla 4.21 con el resumen de las anteriores tres tablas presentando los valores promedio de DQO total en el influente y efluente así como su remoción en cada una de las tres etapas de experimentación.

Tabla 4.21. Resumen de los valores promedio de DQO total en el influente y efluente así como sus remociones en las tres etapas de experimentación.

Etapas de experimentación	Duración (d)	DQO total influente (mg/l)	DQO total efluente (mg/l)	Remoción (%)
Primera	61	456	230	53%
Segunda	28	412	189	54%
Tercera	35	439	215	49%

En la figura 4.5 se muestra el comportamiento de la DQO total del influente y efluente en las tres etapas de experimentación.

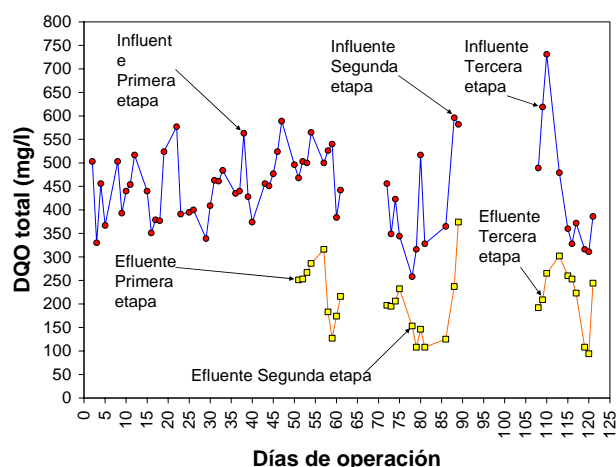


Figura 4.5. Comportamiento de la DQO total en las tres etapas de experimentación.

En las tablas 4.22, 4.23 y 4.24 se presentan los resultados obtenidos en laboratorio de las determinaciones de DQO sobrenadante en el influente y efluente así como sus remociones en las tres etapas de experimentación.

Tabla 4.22. Resultados de DQO sobrenadante en la primera etapa de experimentación.

	Día	Fecha	DQOsobinf (mg/l)	DQOsobeff (mg/l)	Remoción (%)
2	Martes	24/01/06	484	407	16%
3	Miércoles	25/01/06	307	216	30%
4	Jueves	26/01/06	288	216	25%
5	Viernes	27/01/06	253	183	28%
8	Lunes	30/01/06	232	155	33%
9	Martes	31/01/06	316	169	47%
10	Miércoles	01/02/06	328	164	50%
11	Jueves	02/02/06	339	176	48%
12	Viernes	03/02/06	335	199	41%
15	Lunes	06/02/06	318	216	32%
16	Martes	07/02/06	321	211	34%
17	Miércoles	08/02/06	199	150	25%
18	Jueves	09/02/06	281	190	32%
19	Viernes	10/02/06	339	237	30%
22	Lunes	13/02/06	330	206	38%
23	Martes	14/02/06	353	272	23%
25	Jueves	16/02/06	367	272	26%
26	Viernes	17/02/06	370	127	66%
29	Lunes	20/02/06	314	176	44%
30	Martes	21/02/06	358	241	33%
31	Miércoles	22/02/06	365	267	27%
32	Jueves	23/02/06	391	300	23%
33	Viernes	24/02/06	321	255	21%
36	Lunes	27/02/06	220	171	22%
37	Martes	28/02/06	370	216	42%
38	Miércoles	01/03/06	255	197	23%
39	Jueves	02/03/06	356	258	28%
40	Viernes	03/03/06	283	171	40%
43	Lunes	06/03/06	342	139	59%
44	Martes	07/03/06	332	265	20%
45	Miércoles	08/03/06	304	265	13%
46	Jueves	09/03/06	311	283	9%
47	Viernes	10/03/06	290	244	16%
50	Lunes	13/03/06	199	143	28%

51	Martes	14/03/06	325	234	28%
52	Miércoles	15/03/06	307	241	21%
53	Jueves	16/03/06	309	262	15%
54	Viernes	17/03/06	386	281	27%
57	Lunes	20/03/06	272	227	17%
58	Martes	21/03/06	304	157	48%
59	Miércoles	22/03/06	318	125	61%
60	Jueves	23/03/06	234	174	26%
61	Viernes	24/03/06	367	216	41%
Promedio =			316	216	31%

Tabla 4.23. Resultados de DQO sobrenadante en la segunda etapa de experimentación.

	Día	Fecha	DQOsobinf (mg/l)	DQOsobefl (mg/l)	Remoción (%)
72	Martes	04/04/06	248	188	24%
73	Miércoles	05/04/06	279	183	34%
74	Jueves	06/04/06	286	202	29%
75	Viernes	07/04/06	297	218	27%
78	Lunes	10/04/06	188	153	19%
79	Martes	11/04/06	178	92	48%
80	Miércoles	12/04/06	153	127	17%
81	Jueves	13/04/06	127	101	20%
86	Martes	18/04/06	223	122	45%
88	Jueves	20/04/06	358	237	34%
89	Viernes	21/04/06	386	239	38%
Promedio =			248	169	31%

Tabla 4.24. Resultados de DQO sobrenadante en la tercera etapa de experimentación.

	Día	Fecha	DQOsobinf (mg/l)	DQOsobefl (mg/l)	Remoción (%)
108	Miércoles	10/05/06	241	178	26%
116	Jueves	18/05/06	272	241	11%
117	Viernes	19/05/06	302	223	26%
119	Domingo	21/05/06	197	101	49%
120	Lunes	22/05/06	248	83	67%
121	Martes	23/05/06	318	239	25%
Promedio =			263	178	34%

En la tabla 4.25 se presenta un resumen de los promedios obtenidos en DQO sobrenadante tanto en el influente como en el efluente y su remoción respectiva en las tres etapas de experimentación.

Tabla 4.25. Resumen de los resultados promedio de DQO sobrenadante en las tres etapas de experimentación así como sus remociones.

Etapa de experimentación	Duración (d)	DQO sobrenadante influente (mg/l)	DQO sobrenadante efluente (mg/l)	Remoción (%)
Primera	61	316	216	31%
Segunda	28	248	169	31%
Tercera	35	263	178	34%

En la figura 4.6 se muestra el comportamiento de la DQO sobrenadante en la tres etapas de experimentación.

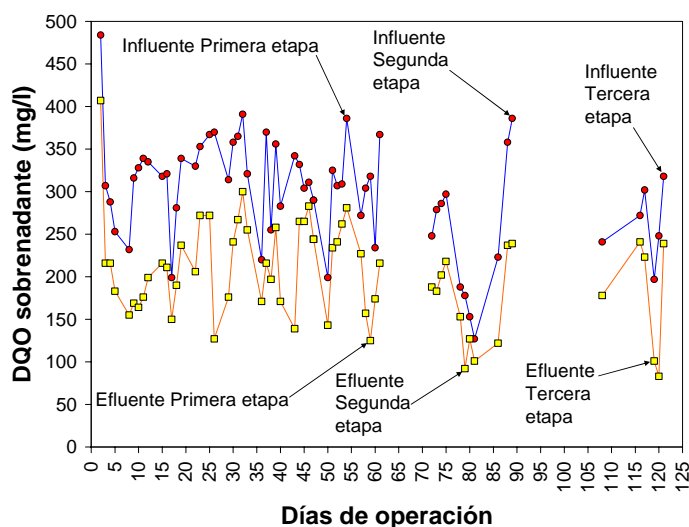


Figura 4.6. Comportamiento de la DQO sobrenadante en las tres etapas de experimentación.

4.2.3. Metano

La producción de gas metano se midió en las tres etapas de experimentación seleccionando los días de muestreo aleatoriamente. La muestra de gas metano se colectaba en una manguera ubicada en la tapa superior del biofiltro por medio de una jeringa con válvula “Hamilton Co - 1001” de 1 ml (figura 4.7), antes de tomar la muestra se purgaba la jeringa tres veces y en la cuarta succión sólo se colectaba 0.5 ml, para después inyectarlo al cromatógrafo de gases “Fisher 1200” (figura 4.8). El cromatógrafo de gases nos muestra en monitor de una computadora conectada a él una curva con tres picos (figura 4.9), cada pico representa en orden los siguientes gases: primero aire, después gas metano y por último bióxido de carbono.



Figura 4.7. Toma de muestra de biogas en la parte superior del biofiltro.

Los valores de área bajo la curva fueron obtenidos por medio de la computadora conectada al cromatógrafo. Estos valores fueron tratados con una curva de calibración obtenida con el mismo cromatógrafo inyectando distintos volúmenes de gas metano puro, y con ayuda de la fórmula universal de los gases:

$$P \cdot V = n \cdot R \cdot T$$

donde,

P = presión = 0.771 atm (ciudad universitaria)

V = volumen (l)

n = número de moles de metano

R = constante universal de los gases = 0.08205 (l·atm/mol·°K)

T = temperatura promedio = 21°C = 294.15°K

y despejado a n tenemos:

$$n = \frac{P \cdot V}{R \cdot T}$$

En la tabla 4.26 se muestran los valores obtenidos de gas metano en número de moles en cada una de las etapas de experimentación con 0.5 ml de muestra de biogas.

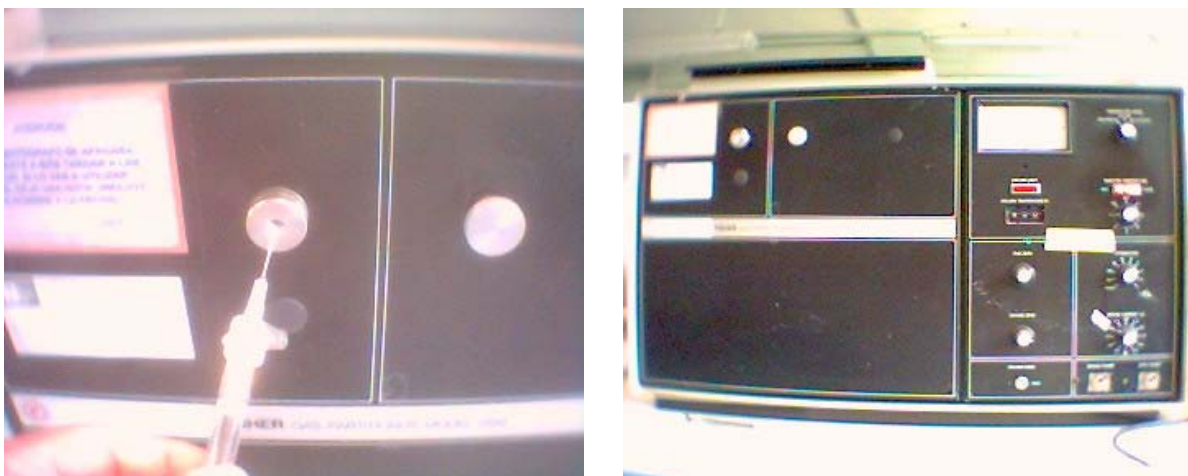


Figura 4.8. Cromatógrafo de gases para la determinación de gas metano.

Tabla 4.26. Valores obtenidos de gas metano en número de moles por muestra de 0.5 ml.

Fecha	Etapas de experimentación	Área bajo la curva	Número de moles de metano (CH ₄)
Miércoles/8/Marzo/2006	Primera	0.24	1.2E-07
Lunes/13/Marzo/2006	Primera	0.27	1.4E-07
Viernes/17/Marzo/2006	Primera	0.35	1.8E-07
Viernes/24/Marzo/2006	Primera	0.67	3.4E-07
Viernes/31/Marzo/2006	Segunda	0.25	1.3E-07
Viernes/7/Abril/2006	Segunda	0.57	2.9E-07
Viernes/14/Abril/2006	Segunda	0.31	1.6E-07
Viernes/21/Abril/2006	Segunda	0.36	1.8E-07
Viernes/28/Abril/2006	Tercera	0.42	2.1E-07
Jueves/4/Mayo/2006	Tercera	0.51	2.6E-07
Viernes/12/Mayo/2006	Tercera	0.46	2.3E-07
Viernes/19/Mayo/2006	Tercera	0.41	2.1E-07
Lunes/22/Mayo/2006	Tercera	0.49	2.5E-07

4.2.4. Nitrógeno amoniacal

El nitrógeno amoniacal ($N-NH_4$) se determinó sólo en las dos primeras etapas de experimentación con el propósito de vigilar la producción de nitrógeno amoniacal debido a la hidrólisis y fermentación. En la primera etapa de experimentación el nitrógeno amoniacal promedio en el influente fue de 21.2 mg/l y en el efluente de 21.9 mg/l, teniendo una producción promedio del 5%. En la segunda etapa de experimentación el nitrógeno amoniacal promedio en el influente fue de 20.4 mg/l y en el efluente de 22.1 mg/l, teniendo una producción promedio del 11%. En las tablas 4.27 y 4.28 se presentan los resultados obtenidos de este parámetro en laboratorio en la primera y segunda etapa respectivamente.



Figura 4.9. Curva de determinación de biogas por medio de cromatógrafo de gases.

Tabla 4.27. Resultados obtenidos de nitrógeno amoniacal ($N-NH_4$) en la primera etapa de experimentación.

	Día	Fecha	Influente (mg/l)	Efluente (mg/l)	Producción (%)
8	Lunes	30/01/06	5.3	6.3	19%
9	Martes	31/01/06	25.4	22.9	-10%
10	Miércoles	01/02/06	23.2	21.9	-6%
11	Jueves	02/02/06	20.7	21.9	6%
12	Viernes	03/02/06	20.4	22.9	12%
15	Lunes	06/02/06	10.7	15.8	48%
16	Martes	07/02/06	9.2	10.3	11%
17	Miércoles	08/02/06	20.4	18.5	-10%
18	Jueves	09/02/06	20.4	22.9	12%
19	Viernes	10/02/06	19.3	23.2	20%
22	Lunes	13/02/06	19.8	13.7	-31%
23	Martes	14/02/06	23.2	24.2	4%
25	Jueves	16/02/06	23.5	24.8	6%
26	Viernes	17/02/06	20.9	14.3	-31%
29	Lunes	20/02/06	8.6	10.6	23%
30	Martes	21/02/06	25.7	26.0	1%
31	Miércoles	22/02/06	24.1	25.7	7%
32	Jueves	23/02/06	20.4	17.3	-15%
33	Viernes	24/02/06	22.2	23.9	8%
36	Lunes	27/02/06	18.0	18.2	1%
37	Martes	28/02/06	27.7	27.4	-1%
38	Miércoles	01/03/06	26.2	27.7	6%
39	Jueves	02/03/06	27.1	26.5	-2%
40	Viernes	03/03/06	26.5	26.8	1%
43	Lunes	06/03/06	12.5	12.9	4%

44	Martes	07/03/06	23.5	27.7	18%
45	Miércoles	08/03/06	26.5	28.3	7%
46	Jueves	09/03/06	27.4	28.3	3%
47	Viernes	10/03/06	26.5	28.0	5%
50	Lunes	13/03/06	16.1	18.0	12%
51	Martes	14/03/06	26.5	26.0	-2%
52	Miércoles	15/03/06	21.7	23.5	8%
53	Jueves	16/03/06	18.0	23.0	28%
54	Viernes	17/03/06	27.7	28.3	2%
57	Lunes	20/03/06	16.1	19.7	22%
58	Martes	21/03/06	26.5	23.5	-12%
59	Miércoles	22/03/06	15.6	20.1	29%
60	Jueves	23/03/06	26.0	25.4	-2%
61	Viernes	24/03/06	27.4	28.3	3%
Promedio =			21.2	21.9	5%

Tabla 4.28. Resultados obtenidos de nitrógeno amoniacal (N-NH₄) en la segunda etapa de experimentación.

	Día	Fecha	Influente (mg/l)	Efluente (mg/l)	Producción (%)
72	Martes	04/04/06	24.5	25.1	2%
73	Miércoles	05/04/06	22.3	27.1	22%
74	Jueves	06/04/06	26.2	26.8	2%
75	Viernes	07/04/06	27.1	28.3	4%
78	Lunes	10/04/06	11.2	14.2	27%
79	Martes	11/04/06	16.9	12.8	-24%
80	Miércoles	12/04/06	15.8	19.3	23%
81	Jueves	13/04/06	12.8	15.2	19%
86	Martes	18/04/06	15.1	21.6	43%
88	Jueves	20/04/06	25.4	24.5	-3%
89	Viernes	21/04/06	26.8	28.6	6%
Promedio =			20.4	22.1	11%

En la figura 4.10 se muestra el comportamiento del nitrógeno amoniacal (N-NH₄) en las dos primeras etapas de experimentación.

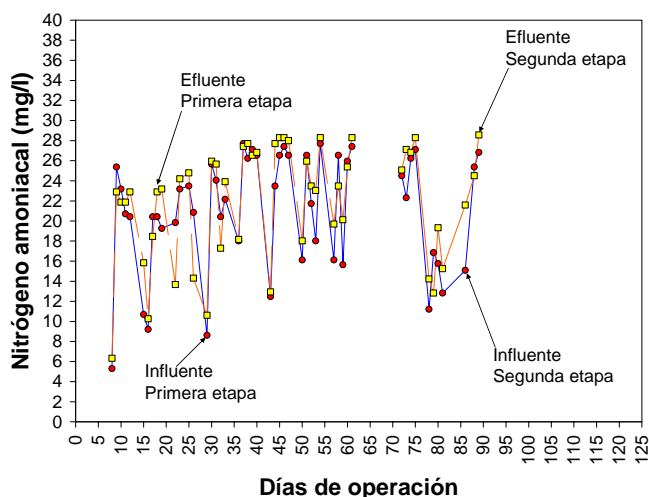


Figura 4.10. Comportamiento del nitrógeno amoniacal en las dos primeras etapas de experimentación.

4.2.5. Fosfatos

Los fosfatos (P-PO₄) también se determinaron con el mismo propósito del nitrógeno amoniacal (N-NH₄), para observar los porcentajes de producción producto de la hidrólisis y fermentación del proceso anaerobio dentro del biofiltro. El promedio de fosfatos en el influente en la primera etapa de experimentación fue de 13.9 mg/l y en el efluente de 15.9 con un 15% de producción. En la segunda etapa de experimentación el promedio de fosfatos en el influente fue de 13.1 mg/l y en el efluente de 14.4 mg/l con una producción del 10%. En las tablas 4.29 y 4.30 se presentan los resultados obtenidos en laboratorio en la primera y segunda etapa de experimentación respectivamente.

Tabla 4.29. Resultados obtenidos de fosfatos (P-PO₄) en la primera etapa de experimentación.

	Día	Fecha	Influente (mg/l)	Efluente (mg/l)	Producción (%)
5	Viernes	27/01/06	10.9	11.6	7%
8	Lunes	30/01/06	11.0	13.3	21%
9	Martes	31/01/06	13.7	12.2	-11%
10	Miércoles	01/02/06	11.6	12.8	11%
11	Jueves	02/02/06	12.7	13.8	9%
12	Viernes	03/02/06	13.4	15.9	19%
15	Lunes	06/02/06	12.2	13.3	9%
16	Martes	07/02/06	13.1	13.8	6%
17	Miércoles	08/02/06	12.8	11.6	-9%
18	Jueves	09/02/06	15.1	16.0	6%
19	Viernes	10/02/06	13.2	15.0	13%
22	Lunes	13/02/06	15.0	10.8	-28%
23	Martes	14/02/06	15.5	19.3	24%
25	Jueves	16/02/06	16.3	19.2	18%
26	Viernes	17/02/06	14.6	10.1	-31%
29	Lunes	20/02/06	10.2	14.0	37%
30	Martes	21/02/06	18.1	26.2	44%
31	Miércoles	22/02/06	15.8	19.5	24%
32	Jueves	23/02/06	14.1	17.2	23%
33	Viernes	24/02/06	14.5	22.7	56%
36	Lunes	27/02/06	10.7	12.9	20%
37	Martes	28/02/06	14.5	13.6	-6%
38	Miércoles	01/03/06	14.5	15.0	3%
39	Jueves	02/03/06	14.8	17.4	17%
40	Viernes	03/03/06	14.4	16.9	17%
43	Lunes	06/03/06	9.9	15.1	53%
44	Martes	07/03/06	15.5	20.4	31%
45	Miércoles	08/03/06	15.2	18.5	22%
46	Jueves	09/03/06	14.2	19.1	34%

47	Viernes	10/03/06	16.1	15.4	-4%
50	Lunes	13/03/06	12.5	15.8	27%
51	Martes	14/03/06	15.7	18.9	20%
52	Miércoles	15/03/06	14.8	17.3	17%
53	Jueves	16/03/06	14.5	18.6	28%
54	Viernes	17/03/06	15.4	18.6	21%
57	Lunes	20/03/06	11.6	17.4	50%
58	Martes	21/03/06	15.5	12.6	-19%
59	Miércoles	22/03/06	11.4	13.2	16%
60	Jueves	23/03/06	14.8	14.5	-2%
61	Viernes	24/03/06	14.4	17.0	18%
Promedio =			13.9	15.9	15%

Tabla 4.30. Resultados obtenidos de fosfatos (P-PO₄) en la segunda etapa de experimentación.

	Día	Fecha	Influyente (mg/l)	Efluente (mg/l)	Producción (%)
72	Martes	04/04/06	14.6	16.5	13%
73	Miércoles	05/04/06	14.4	15.5	8%
74	Jueves	06/04/06	14.9	15.9	7%
75	Viernes	07/04/06	15.3	16.0	5%
78	Lunes	10/04/06	10.7	12.8	20%
79	Martes	11/04/06	12.5	9.7	-22%
80	Miércoles	12/04/06	13.3	13.0	-2%
81	Jueves	13/04/06	11.6	12.0	4%
86	Martes	18/04/06	10.4	13.4	29%
88	Jueves	20/04/06	13.1	15.6	19%
89	Viernes	21/04/06	13.4	17.8	33%
Promedio =			13.1	14.4	10%

En la figura 4.11 se muestra el comportamiento de los fosfatos a lo largo de las primeras dos etapas de experimentación tanto en influente como en efluente.

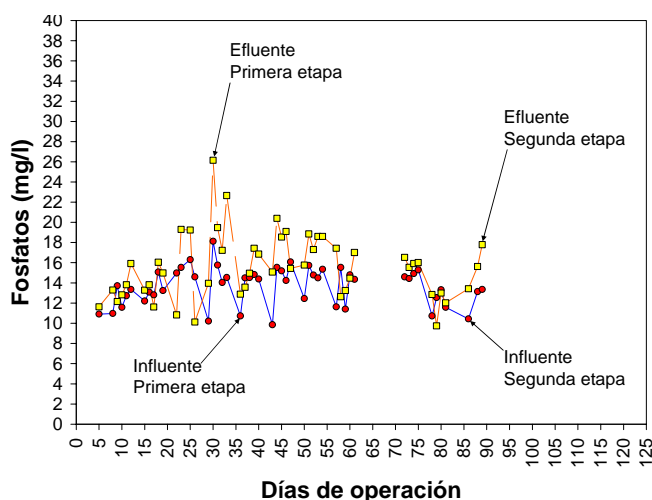


Figura 4.11. Comportamiento de fosfatos en las dos primeras etapas de experimentación.

4.3. Interpretación de resultados

Los resultados se van a interpretar con base en la remoción de DQO total y sólidos suspendidos totales además de la producción de gas metano en cada una de las tres etapas de experimentación de la presente tesis.

4.3.1. Remoción de DQO total

La remoción de DQO total representa en que por ciento se remueve la materia orgánica dentro del biofiltro, en la tabla 4.31 se resume la remoción de DQO total en cada una de las tres etapas de experimentación.

Tabla 4.31. Remoción de DQO total en las tres etapas de experimentación.

Etapa de experimentación	Duración (d)	Carga orgánica (kgDQO/m ³ ·d)	Tiempo de retención hidráulico (h)	Remoción (%)
Primera	61	2.3	2.2	53%
Segunda	28	1.2	4.3	54%
Tercera	35	4.6	1.0	49%

Como se puede observar la mejor remoción se obtuvo en la segunda etapa de experimentación con una carga orgánica promedio de 1.2 kgDQO/m³·d y un tiempo de retención hidráulico de 4.3 horas. Aunque no hubo mucha diferencia porcentual en la remoción de la DQO total, se puede afirmar que el biofiltro cumplió con las metas de remover al menos el 50% del contaminante orgánico en un tiempo relativamente corto. En la figura 4.12 se aprecia el comportamiento de la remoción de DQO total en cada una de las tres etapas de experimentación.

En la primera etapa de experimentación se alcanzó una remoción puntual máxima de DQO total del 76%, en la segunda del 72%, y en la tercera etapa del 70%. Las remociones mínimas fueron en la primera etapa del 37%, en la segunda del 33%, y en la tercera del 23%.

La remoción de DQO total no alcanza mayores proporciones debido a que se trata de un reactor anaerobio alimentado con agua residual de baja concentración, donde una parte importante de la remoción es destinada a la hidrólisis, fermentación y metanogénesis.

Flores (2005) obtuvo remociones de DQO total medidas en muestras compuestas de 24 horas del 38% y 30% para cargas orgánicas de 1.23 y 2.60 kgDQO/m³·d respectivamente, en el mismo reactor (mismo volumen, 87.8 l) y un lecho filtrante de tezontle con un área específica de 391 m²/m³.

En esta experimentación se usó un lecho del mismo material (tezontle), pero con un área específica de 840 m²/m³, y las remociones en DQO total medidas en muestras compuestas de

24 horas fueron del 54% y 53% para cargas orgánicas de 1.2 y 2.3 kgDQO/m³·d respectivamente.

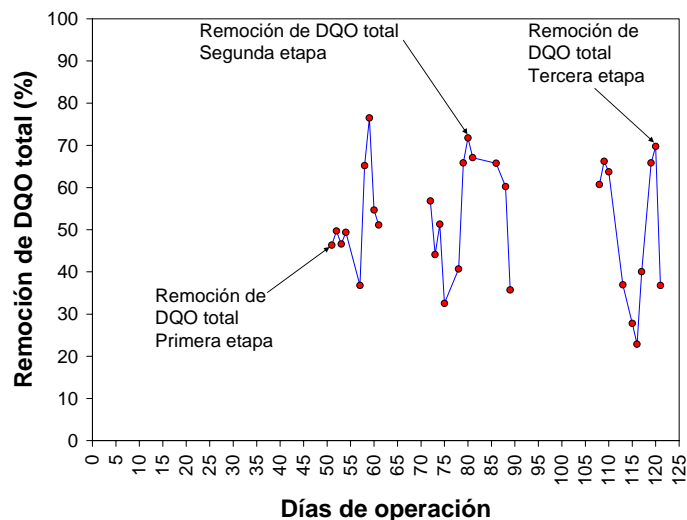


Figura 4.12. Comportamiento de la remoción de DQO total en las tres etapas de experimentación.

Con lo que se puede concluir que a mayor área específica mayor remoción de DQO total, pero existe el inconveniente de que a mayor área específica menor porosidad, y con esto el riesgo de una continua colmatación del lecho filtrante y continuos retrolavados, lo que involucra consumo de energía, más mantenimiento y económicamente mayor gasto.

Noyola *et. al.* (1999) trabajó en el tratamiento anaerobio de bajas concentraciones de agua residual en un reactor inverso de lecho fluidizado a 3 y 0.6 horas de tiempo de retención hidráulico, obteniendo remociones de DQO total del 83% y 44% respectivamente.

Alkalay *et. al.* (1997) realizó un estudio de adherencia microbiana para filtros anaerobios a través de tres medios de soporte distintos, utilizando anillos de plástico corrugado, cascajo de PVC y rocas. Trabajó a temperatura controlada de 37°C con un agua sintética preparada con una DQO total de 5000 mg/l. Obtuvo remociones de DQO total por arriba del 95% con los tres medios de soporte, y las mejores remociones las obtuvo en la utilización de anillos de plástico corrugado con un área específica de 420 m²/m³. En la utilización de la roca se obtuvo la remoción máxima del 95% al día 35 de operación del biofiltro, la roca con la cual trabajó tuvo un área específica de 500 m²/m³.

Young y McCarty encontraron que el por ciento de remoción de DQO total se incrementa cuando la concentración de DQO total en el influente aumenta, trabajaron en filtros anaerobios obteniendo remociones del 56 al 98% con un agua sintética con una DQO total de 275 a 12000 mg/l.

4.3.2. Remoción de sólidos suspendidos totales (SST)

Como ya se había explicado en el capítulo 1 de la presente tesis, los filtros por si solos obtienen remociones muy buenas sobre todo cuando se trabajan a tasas bajas de velocidad (0.3 a 0.6 m/h) y van perdiendo su capacidad de remoción cuando entran al rango de filtración rápida (2 a 15 m/h).

En la primera etapa de experimentación se tuvo una velocidad promedio de filtración de 0.64 m/h, en la segunda de 0.33 m/h y en la tercera de 1.57 m/h; por lo tanto en las dos primeras etapas de experimentación se trabajó en el rango de filtración lenta y en la tercera etapa la tasa de filtración se puede considerar como rápida.

A continuación se presenta la tabla 4.32, donde se presentan los porcentajes de remoción promedio de sólidos suspendidos totales logrados en cada una de las etapas de experimentación del presente trabajo de tesis, así como su duración de cada una de las etapas, carga orgánica y tiempo de retención hidráulico.

Tabla 4.32. Remoción de SST en las tres etapas de experimentación.

Etapas de experimentación	Duración (d)	Carga orgánica (kgDQO/m ³ ·d)	Tiempo de retención hidráulico (h)	Remoción SST (%)
Primera	61	2.3	2.2	82%
Segunda	28	1.2	4.3	86%
Tercera	35	4.6	1.0	88%

Los sólidos suspendidos totales promedio en el efluente en la primera etapa de experimentación fueron de 40 mg/l, en la segunda de 23 mg/l y en la tercera de 38mg/l, con lo que se puede decir que la calidad del efluente vista en sólidos suspendidos totales (mg/l) es directamente proporcional a la velocidad de filtración, y observando que cuando reduce la velocidad de filtración la cantidad de sólidos suspendidos totales en el efluente disminuye.

Flores (2005) obtuvo remociones del 72% y 62% en sólidos suspendidos totales para cargas orgánicas del 1.23 y 2.60 kgDQO/m³·d respectivamente; por lo tanto, aumentando el área específica de 392 a 840 m²/m³ se mejora la remoción de sólidos suspendidos totales entre un catorce y veinte por ciento.

La figura 4.13 muestra el comportamiento de remoción de los sólidos suspendidos totales a lo largo de las tres etapas de experimentación.

Las mejores remociones de sólidos suspendidos totales se obtuvieron en la tercera etapa de experimentación con un 88% a un tiempo de retención hidráulico de una hora y en los límites inferiores de la tasa de filtración rápida mejorando aún más la calidad del efluente que en la primera etapa con un promedio de sólidos suspendidos totales en el efluente de 38 mg/l.

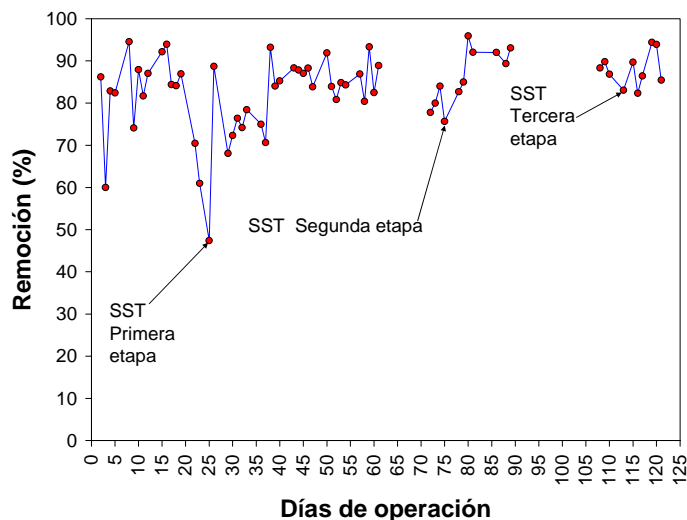


Figura 4.13. Comportamiento de la remoción de SST en las tres etapas de experimentación.

4.3.3. Producción de gas metano

La presencia de gas metano se detectó en las tres etapas de experimentación con un promedio de 1.9×10^{-7} de número de moles de metano (CH_4) en la primera y segunda etapa de experimentación, en la tercera etapa se obtuvo un promedio de 2.3×10^{-7} de número de moles de metano, observándose que a una tasa mayor de carga orgánica la producción de gas metano aumenta.

El número de moles de metano (CH_4) obtenidos en cada una de las etapas de experimentación fue por muestra de 0.5 ml de biogas (aire, metano y bióxido de carbono).

La presencia de gas metano en el gas muestreado confirma la hipótesis de que se trabajó en condiciones anaerobias, a pesar de que en la operación puntual de retrolavado se haya empleado aire para expandir el lecho.

Se realizaron estas pruebas de producción de gas metano para confirmar la transformación de ácidos grasos volátiles a metano. Como era de esperarse existió un mayor proporción de metano en la tercera etapa de experimentación, aunque en la primera etapa se detectó la mayor producción en una muestra puntual que dio por resultado 3.4×10^{-7} de número de moles de metano (CH_4).

5. Conclusiones

Las principales conclusiones de este trabajo son:

- La metodología para la caracterización del material filtrante considerando a las piezas de tezontle como elipsoides dan como resultado un área específica de $840 \text{ m}^2/\text{m}^3$ y una porosidad en húmedo del 44.6%. El tamaño con mayor presencia probabilística fue de dimensiones 9 x 6 mm (13.4%).
- El descenso del pH se asocia en todos los casos a transformación de la materia orgánica en ácidos grasos volátiles. El pH promedio del efluente en las tres etapas de experimentación fue de 7.4 y siempre se mantuvo por debajo del pH del influente, siendo de 8.0 como promedio en las tres etapas de experimentación.
- La temperatura promedio en las tres etapas de experimentación fueron 19, 21 y 27 °C, con lo que se concluye que en la primera etapa de experimentación se trabajó entre la frontera psicrófila y mesófila, y en la segunda y tercera etapa de experimentación se trabajó plenamente en el rango mesófilo. La temperatura juega un papel muy importante para obtener mejores remociones de DQO total.
- Para las condiciones del experimento, se concluye que la aplicación de cargas orgánicas haciendo variar los tiempos de retención hidráulico de 2.2 a 4.3 horas resultó muy conveniente para fomentar el crecimiento de mayor diversidad de especies de bacterias anaerobias dentro del biofiltro y obtener mejores remociones en la tercera

etapa de experimentación al disminuir el tiempo de retención hidráulico a una hora para mantener remociones promedio de DQO total del 49% y en sólidos suspendidos totales (SST) del 88%.

- La presencia de metano en las muestras de biogás tomadas en las tres etapas de experimentación, demuestra que existieron bacterias metanogénicas en la biomasa activa, a pesar de que en la operación de retrolavado se inyectó aire al sistema.
- En el periodo entre retrolavados se incrementó a un tiempo máximo de once días, detectando la disminución de la calidad del efluente y una pérdida de carga de 52 cm. Se recomienda que el periodo de retrolavado para la operación del biofiltro sea cada siete días como mínimo y once como máximo.
- El reactor piloto demostró ser una buena alternativa para su implementación en pequeñas comunidades, siendo económicamente accesible para su construcción, y de materiales fáciles de conseguir.

6. Referencias bibliográficas

- Alkalay D., Guerrero L. y Schiappacasse M. (1997) *Microbial adherente studies for anaerobic filters*; Bioprocess Engineering 16, Springer-Verlag
- Arboleda J. (2000) *Teoría y práctica de la purificación del agua*; Editorial Mc Graw Hill, México.
- Camp T. (1964) *Theory of water filtration*; Journal ASCE, vol. 90, no SA4, EUA.
- Cabo, de la Puente y Catalán (1972) *Bacteriología y potabilidad del agua*; Imprenta de la Bolsa, Madrid, España.
- Castilla P., Meraz M., Monroy O. y Noyola A. (1999) *Anaerobic treatment of low concentration waste water in an inverse fluidized bed reactor, Conference on biofilm systems, program and proceedings*; International Association on Water Quality (IAWQ), Nueva York, EUA.
- Costet J. y Sanglerat G. (1975) *Curso práctico de mecánica de suelos*; Ediciones Omega S.A., México D.F.
- Crites R. y Tchobanoglous G. (2000) *Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones*, Segunda edición; Mc Graw-Hill Interamericana, S.A., Santa Fé de Bogotá, Colombia.
- Darnell J., Lodish H. y Baltimore D. (2002) *Biología celular y molecular*; Ediciones Omega, S.A., Barcelona, España.
- Degrémont (1991) *Manual técnico del agua*, Cuarta edición; Editorial Degrémont, Bilbao, España.
- Echeverría M. (2002) Ing. Química – Diprol; Página DIPROL, Número 07, Septiembre/Octubre 2002; <http://www.aidisar.org/diprol07.htm>

- Elmitwalli T., van Dun M., Bruning H., Zeeman G. y Lettinga G. (2000) *The role of filter media in removing suspended and colloidal particles in an anaerobic reactor treating domestic sewage*; Elsevier Science Ltd., Bioresource technology
- EDUC. AR, Maciá (2002) *Los microbios*; <http://tq.educ.ar/tq02035/anato.html>
- Ferry J. (1993) *Metanogénesis, ecology, physiology, biochemistry & genetics*; Chapman & Hall, Inc., EUA.
- Flores C. (2005) *Filtración combinada anaerobia*, Tesis para obtener el grado de maestría en ingeniería ambiental; UNAM, México, D.F.
- Folk R. (1980) *Petrology of sedimentary rocks*; John Wiley & Sons, Hemphill, Austin Texas, EUA.
- González S., González O., Valdivia C., García C., Cortés L. y Millán T. (2002) *Filtración combinada para en tratamiento integral de aguas residuales*, Informe técnico final, Parte I; Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México, D.F.
- González S., González O., Cortés L. y Millán T. (2002) *Filtración combinada para en tratamiento integral de aguas residuales*, Informe técnico final, Parte III; Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México, D.F.
- Henze M., Harremoes P., Jansen J. y Harbin E. (2002) *Wastewater treatment, biological and chemical processes*, tercera edición; Springer-Verlag, Berlin, Alemania.
- Hilleboe H. (1994) *Manual de tratamiento de aguas, depto. de sanidad del estado de Nueva York*, Décimo cuarta edición; Editorial Limusa, S.A. de C.V., grupo Noriega editores, México, D.F.
- Holtzman E. y Novikoff A. (1986) *Estructura y dinámica celular*; Nueva Editorial Interamericana, S.A. de C.V., México.
- International organization for chemical sciences in development (2006) *Metano*; <http://www.iocd.unam.mx/qo1/MO-CAP2.htm>
- Jiménez B. (1995) *Filtración de agua*; Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Lehninger A. (1985) *Bioquímica, las bases moleculares de la estructura y función celular*; Ediciones Omega, S.A., Barcelona, España.
- López R. (1990) *Aguas residuales municipales y biosólidos, elementos básicos, caracterización, tratamiento, reusos*, apunte 10-A; Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Mandingan M., Martinko J. y Parker J. (2004) *BROCK. Biología de los microorganismos*, Décima edición; Pearson Education, S.A.; Madrid, España.
- Mc Cabe W. y Smith J. (2002) *Operaciones unitarias en ingeniería química*, Sexta edición; Editorial Mc Graw Hill; México.
- Metcalf y Eddy (1985) *Ingeniería sanitaria, tratamiento, evacuación y reutilización de aguas residuales*, segunda edición; Editorial Labor, S.A., Barcelona, España.
- Metcalf & Eddy, Inc. (2003) *Wastewater Engineering, Treatment and Reuse*, Fourth Edition; Mc Graw Hill, EUA.
- Milena L. (2006) *Aguas residuales*; <http://www.monografias.com/trabajos11/agres/agres.shtml>
- Montgomery J. (1985) *Water treatment principles and design*; John Wiley & Sons, Inc, EUA.
- Muñiz E. y Fernández B. (1996) *Fundamentos de biología celular*; Editorial Síntesis, S.A., Madrid, España.
- Noyola A. (1999) *Apuntes del curso de diseño de reactores anaerobios*; Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

- Noyola A. (1999) *Apuntes del curso de capacitación de tratamiento biológico de aguas residuales*; UNAM, Instituto de Ingeniería, México.
- Piña S. (2006) *Decoloración biológica del colorante azul directo 2 en un filtro anaerobio/aerobio*, Tesis para obtener el grado de maestría en ingeniería ambiental; UNAM, México, D.F.
- Pujol R. (2000) *Process improvements for upflow submerged biofilters*; Water 21, magazine of international water association, EUA.
- Proyecto de secuenciación del ribosoma (Ribosomal database project) (2006) <http://rdp.cme.msu.edu>
- Ramalho R. (1996) *Tratamiento de aguas residuales*; Editorial Reverté, S.A., Barcelona, España.
- Reyes F. (1988) *Filtración rápida sobre lechos de arena*; Tesis para obtener el título de Ingeniero Químico, UNAM, México.
- Ronzano E. y Dapena J. (1995) *Tratamiento biológico de las aguas residuales*; Ediciones Díaz de Santos, S.A., Madrid, España.
- Rheinheimer G. (1987) *Microbiología de las aguas*; Cuarta edición, Editorial Acriba, S.A.; Zaragoza, España.
- Sawyer C. (1960) *Chemistry for sanitary engineers*; McGraw-Hill Book company Inc., EUA.
- Todar K. (2006) *Prokaryotic Microbiology*; Departamento de bacteriología, Universidad de Wisconsin – Madison, EUA; <http://www.bact.wisc.edu/Bact303/Bact303mainpage>
- Valdivia C. (2002) *Filtración combinada en lechos de tezontle para el tratamiento de aguas residuales*, Tesis para obtener el grado de maestría en ingeniería ambiental; UNAM, México, D.F.
- Wallace R., King J. y Sanders G. (1990) *Evolución y microorganismos, Vol. 2*; Editorial Trillas, México.
- Weber W. (1979) *Control de la calidad del agua, procesos fisicoquímicos*; Editorial Reverté, S.A., Barcelona, España.
- Whitlow R. (1998) *Fundamentos de mecánica de suelos*; Compañía editorial continental, S.A. de C.V., México.
- Winkler M. (1994) *Tratamiento biológico de aguas de desecho*; Editorial Limusa SA de CV, Grupo Noriega Editores, México.
- Wikipedia, la enciclopedia libre (2006) *Metano*; <http://es.wikipedia.org/wiki/Metano>
- Yeun C., Kennedy J., Gaudy A. y Smith D. (1982) *Aerobic and anaerobic treatment-sumerged media reactor, First international conference on fixed-film biological processes*, Vol II; Y. C. Wu, Smith, Miller and Patken, Kingsland, Ohio, EUA.