

881215

UNIVERSIDAD ANAHUAC

ESCUELA DE INGENIERIA
CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

4
24



UNIVERSIDAD ANAHUAC
VINCE IN BONO MALUM

DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS PARA UN CLUB DE GOLF

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
JUAN MAURICIO TAPIE VIZUET

MEXICO, D. F.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1992



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

	Página
INTRODUCCION	1
FUENTES PRODUCTORAS DE LAS AGUAS NEGRAS	1
COMPOSICION FISICO-QUIMICA DE LAS AGUAS NEGRAS	3
COMPOSICION BIOLOGICA DE LAS AGUAS NEGRAS	5
CAPITULO I	
DISPOSICION DE LAS AGUAS NEGRAS	8
DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO	10
DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO	11
AUTOPURIFICACION	11
METODOS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS	15
TRATAMIENTO PRELIMINAR	16
TRATAMIENTO PRIMARIO	26
TRATAMIENTO SECUNDARIO	34
CLORACION	55
TRATAMIENTO DE LODOS	72
CAPITULO II	
PRESENTACION DEL PROBLEMA	94
CAPITULO III	
PROYECTO DE LA PLANTA	101
DATOS DEL PROYECTO	102
OBRA DE TOMA	103
REJILLAS GRUESAS	117
CANAL DE APROXIMACION	119
REJILLAS FINAS	121
CAJA PARTIDORA	123
DESARENADOR	127

CARCAMO DE BOMBEO	132
SEDIMENTADOR PRIMARIO	136
TANQUE DE AEREACION	142
SEDIMENTADOR SECUNDARIO	156
TANQUE DE CONTACTO DE CLORO	162
CLORADOR	166
DIGESTOR AEROBICO DE LODOS	170
ESPESADOR DE LODOS	172
CENTRIFUGACION DE LODOS	174
FONTANERIA Y BOMBAS	175
MEMORIA DE CALCULO HIDRAULICO	176
LINEA I Y II	183
LINEA III	185
LINEA IV	187
LINEA V	189
LINEA VI, VII Y VIII	190
LINEA IX	191
PLANO-PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS	201
PLANO-FRACCIONAMIENTO CLUB DE GOLF MEXICO	202
CAPITULO IV	
COSTO DE LA PLANTA	204
EQUIPO DE LA PLANTA	205
FONTANERIA Y ACCESORIOS	208
OBRA CIVIL Y COSTO TOTAL	212
CAPITULO V	
VIABILIDAD ECONOMICA	214
SITUACION ACTUAL DEL CLUB	215
SITUACION CON LA PLANTA	218
CONCLUSIONES	218
BIBLIOGRAFIA	220

INTRODUCCION.

El agua es el elemento irremplazable en la vida del hombre en la tierra, es la maravillosa fuente que origina cientos de procesos y recursos naturales.

El cuerpo humano está compuesto de más de 2/3 partes de agua; el agua se usa para llevar alimentos al organismo, y para desalojar desperdicios del cuerpo. El agua es usada para desalojar los desechos animales, vegetales e industriales. Las aguas negras contienen los excrementos, la suciedad del lavado, residuos de trastos y otros desperdicios de los lugares habitados por humanos, junto con los desperdicios producidos por varias fabricaciones y procesos industriales, así como también aguas subterráneas, superficiales ó de precipitación que se agregan a éstas.

La cantidad ó volúmen de aguas negras que se produzca varía de acuerdo a la población y depende de muy diversos factores, por ejemplo, en una zona residencial que cuenta con alcantarillas debidamente construídas por las cuales no entra el agua de precipitaciones pluviales, produce 350 litros por persona por día, mientras que en una zona industrial ó que tenga un gasto de agua para usos domésticos -- muy alto produce unos 800 litros ó más por persona por día el promedio es mucho mayor cuando las aguas pluviales --- entran a las alcantarillas que acarrearán todos los desechos domésticos e industriales.

FUENTES PRODUCTORAS DE LAS AGUAS NEGRAS.

Las aguas negras domésticas provienen principalmente del baño, lavanderías, desperdicios de cocina y las exoneraciones corporales que forman parte de las aguas negras, por medio de los sistemas hidráulicos de los retretes y en cierto grado de los procedentes de los desechos animales que llegan a las alcantarillas al ser lavado el suelo, o en las calles. Este tipo de desechos tienen gran importancia en lo que se refiere a la salud pública, ya que contienen organismos que llegan a perjudicar al hombre por lo que es de mucha importancia el tratamiento de las aguas ne

gras para poder disponer de ellas más adelante.

La materia orgánica de las heces fecales y de la orina -- consiste principalmente en carbón y nitrógeno en varias -- formas.

El desperdicio del baño consiste en su mayor parte de papel, material fibroso y jabón. Los desechos de la cocina por lo general contienen fracciones de alimentos y grasas que son arrojados a las alcantarillas y que hoy en día se están convirtiendo en la parte más importante de los de sechos caseros.

Las corrientes pluviales también ocupan un lugar muy importante dentro de las aguas negras, ya que estas arrastran la basura, polvo, hojas y arena. En algunas poblaciones se dejan escurrimientos pluviales que van al alcantarillado o drenajes en donde se colectan también los desechos de la comunidad. En otras se colectan aparte para su disposición y no se mezclan con las aguas negras. En los --- países nórdicos la cantidad de material mineral es especialmente grande durante el deshielo; la cantidad de material en suspensión que alcanzan las aguas pluviales varía grandemente durante el año y de lugar en lugar, dependiendo de la cantidad de lluvia, tipo de calles y nieve removida. Las aguas pluviales que provienen de zonas cubiertas, tienen una importancia especial en lo que respecta al volú men de aguas negras que van a tratarse.

Las infiltraciones de aguas subterráneas tienen importancia sobre todo en el drenaje o alcantarillado que es un dispositivo el cual sirve para colectar las aguas, va sote rrado y que muchas veces queda debajo del nivel de los man tos de aguas freáticas, especialmente cuando dicho nivel es muy alto a causa de la excesiva precipitación pluvial, y ya que las juntas entre las secciones de la tubería que forman las alcantarillas no quedan ajustadas, existe siempre la posibilidad de que se infiltre el agua y ésta por lo general se puede determinar su volumen, porque depende de la estructura del suelo, tipo alcantarilla, de las lluvias y las condiciones climatológicas.

Estos drenajes usualmente no funcionan a presión sino por fuerza de gravedad, y a esto se debe que las infiltraciones son considerables en las alcantarillas.

Los desechos industriales son importantes y de consideración para las aguas negras, ya que éstas varían mucho por su tipo y volúmen de contenido de desecho.

En algunos casos es tal el volúmen y características de los desechos, que es necesario disponer de sistemas separados para su recolección, muchos de estos desperdicios contienen detergentes, sustancias químicas que interfieren con la disposición final de las aguas y que dañan las alcantarillas y por esta razón no pueden agregarse a las aguas negras por lo que es necesario dar un tratamiento preliminar por medios especiales.

COMPOSICION FISICO-QUIMICA DE LAS AGUAS NEGRAS

Las aguas negras consisten en agua turbia conteniendo sólidos disueltos y sólidos suspendidos en la misma. Los sólidos disueltos incluyen las sustancias solubles tales como sales, que provienen del abastecimiento de agua, los materiales solubles en la orina, carne y extractos vegetales, ácidos y álcalis de las industrias comprendiendo éstos la mayor parte del total de los sólidos, aproximadamente la mitad del total de los sólidos pueden ser volátiles. Una gran parte de los sólidos solubles pasan a través de los tratamientos sin ningún cambio mientras que otra parte debe ser oxidada o estabilizada.

Los sólidos en suspensión incluyen todos los materiales flotantes, que se presentan en la superficie de las aguas negras. Usualmente la cantidad es de cerca de 1/4 del total de los sólidos pero puede ser considerablemente mayor cuando el volúmen es fuerte; una parte de los sólidos en suspensión es inerte o material mineral que no se volatiliza al quemarse. La cantidad de este material mineral varía en las aguas negras domésticas pero usualmente es de cerca de una mitad a una tercera parte del total de los sólidos en suspensión.

El total del material en suspensión de las aguas negras puede ser dividido en dos partes. Una porción, la cual puede asentarse inmediatamente y quedar en reposo mientras que otra parte no se asentará dentro de un tiempo razonable. La cantidad de sólidos asentables depende del carácter de las aguas negras, de la presencia de desperdicios industriales, y de varios factores menores; los desperdicios industriales pueden dispersar o coagular las sustancias finamente divididas.

Los sólidos en suspensión no asentables, consisten en materiales suspendidos, finamente divididos en la forma pseudocoloidal y partículas coloidales, y constituyen más de la mitad de los sólidos en suspensión siendo más difíciles de remover. Las sustancias coloidales no son probablemente más del 10% del total de los sólidos en suspensión.

Existen dos grupos en que se clasifican los sólidos en una agua negra, tenemos así: sólidos orgánicos e inorgánicos, los cuales a su vez pueden estar suspendidos y disueltos. Los sólidos orgánicos generalmente son de origen animal o vegetal, y consisten en la materia animal muerta, organismos ó tejidos vegetales y también se pueden considerar compuestos orgánicos sintéticos; las sustancias que contienen carbono, hidrógeno y oxígeno, pueden estar combinados algunos con nitrógeno, azufre o fósforo; todas estas sustancias están sujetas a la degradación ó descomposición por la actividad de las bacterias y algunos otros organismos vivos.

Los sólidos inorgánicos son sustancias inertes que no están sujetas a la descomposición; algunos compuestos minerales como los sulfatos no están sujetos a la descomposición, ya que estos se pueden descomponer en sustancias más simples como son la reducción de los sulfatos a sulfuros. A los sólidos inorgánicos se les conoce también como sustancias minerales como la arena, grava, cieno y sales minerales del abastecimiento de agua que producen su dureza y contenido mineral. A mayor concentración de sólidos orgánicos corresponde mayor fuerza de las aguas negras, por lo tanto, se define que una agua negra es fuerte por la gran

cantidad de sólidos orgánicos y las aguas se consideran débiles si nada más contienen pequeñas cantidades de sólidos orgánicos. También es necesario tomar en cuenta a los gases disueltos en las aguas negras, entre los gases más importantes está el oxígeno, presente en el agua original del abastecimiento y disuelto también al ponerse en contacto con el aire, las aguas negras que fluyen.

Además del oxígeno disuelto, las aguas negras pueden contener otros gases, como el bióxido de carbono, que resulta de la descomposición de la materia orgánica; el nitrógeno disuelto de la atmósfera, el ácido sulfhídrico -- que se forma por la descomposición de los compuestos orgánicos y ciertos compuestos inorgánicos del azufre.

Aunque estos gases están presentes en pequeñas cantidades, su función es importante en la descomposición y -- tratamiento de los sólidos de las aguas negras e indican muy significativamente el progreso de tales procedimientos de tratamiento. Por otro lado las aguas negras pueden contener líquidos volátiles; por lo general se trata de líquidos que hierven a menos de 100 grados centígrados como la gasolina.

COMPOSICION BIOLOGICA DE LAS AGUAS NEGRAS.

La composición biológica principal de las aguas negras son los incontables organismos, que son parte viva y natural de la materia orgánica, siendo que son de suma importancia porque son uno de los motivos para el tratamiento de estas aguas, y su éxito incluyendo la degradación y la descomposición depende de sus actividades.

Estos organismos conocidos como bacterias son capaces de moverse libremente por su propia fuerza. Las bacterias requieren, como todos los organismos vivos alimento, oxígeno, agua y solo pueden existir cuando el medio ambiente provee estas necesidades. Todas las bacterias parásitas ó saprófitas, necesitan oxígeno para su respiración, además de alimento algunas de ellas usan el oxígeno disuelto en el agua, al estar presentes en las --

aguas se deben manejar con mucho cuidado ya que son transmisoras de la fiebre tifoidea, disentería y de algunas --- otras infecciones intestinales; a estos organismos se les conoce como bacterias aerobias y al proceso de degradación de sólidos orgánicos se les conoce como descomposición --- aerobia, oxidación ó degradación.

Otro tipo de microorganismos se les conoce como bacterias anaerobias y al proceso de degradación se le conoce como descomposición anaerobia ó putrefacción, ya que en -- ausencia de oxígeno disuelto, da origen a olores ofensivos y condiciones desagradables.

CAPITULO I

METODOS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS.

CAPITULO I

I.1. DISPOSICION DE LAS AGUAS NEGRAS.

Los diferentes métodos o procesos de tratamiento de --- las aguas negras han progresado en los últimos años de acuedo con el número de plantas construídas en la actualidad. Los procesos son bastante diversos pero todos ellos se basan fundamentalmente en la separación de sólidos y líquidos, los cuales requieren su propio tratamiento.

El tratamiento de las aguas negras es un proceso por el cual, los sólidos que contiene el líquido son separados ---- parcialmente, haciendo que el resto de los sólidos orgánicos complejos muy putrescibles queden convertidos en sólidos ---- minerales ó en sólidos orgánicos relativamente estables. La magnitud de este cambio depende del proceso de tratamiento - que se utiliza, y después de que se ha llevado a cabo tal --- proceso es necesario disponer de los líquidos y los sólidos_ que se hayan separado.

Existen 3 métodos a seguir para llevar a cabo la disposición de las aguas negras y son:

- 1.- Disposición por irrigación
- 2.- Disposición sub-superficial
- 3.- Disposición por dilución.

1.- Disposición por irrigación. Existen dos métodos de -- irrigación: superficial y subterránea. La primera se utiliza en zonas de gran precipitación pluvial o con tierras ---- arenosas y se dispone por medio de zanjas entre filas de --- setos o árboles. La segunda se dispone por medio de tubo-- ría de concreto o barro vitrificado con diámetro de 15 cm. - y separaciones de 3 ó 4 cms. entre tubo y tubo a fin de ---- permitir la absorción del agua por el subsuelo. La tubería-- se dispone en forma de bayonetas y a una profundidad de 30 a 40 cms.

2.- Disposición sub-superficial. Este método consiste en - hacer llegar las aguas negras a la tierra por debajo de la - superficie por medio de excavaciones y fosas sépticas.

Este método no es muy usual, por la poca aplicación que --- tiene en un municipio por ser ya de una mayor magnitud de -- población, que lo que puede tener un rancho o una población.

3.- Disposición por dilución. Este método consiste en --- descargar las aguas negras en aguas superficiales, como las de un río, lago ó mar. Esto da lugar a la contaminación -- del agua receptora, y el grado de contaminación depende del volúmen de las aguas negras y de su composición, en compara_ ción con el volúmen de agua con que se mezclan. Cuando es_ pequeño el volúmen de las aguas negras y su contenido orgáni_ co, en comparación con el volúmen del agua que recibe, el -- oxígeno disuelto presente en el agua receptora es suficiente para que se produzca la descomposición aerobia de los sóli - dos orgánicos de las aguas negras.

En los casos en que el oxígeno disuelto del agua recep_ tora no es suficiente para mantener la descomposición aero-- bía, tendrá lugar la descomposición anaerobia y la putrefac_ ción, dando lugar a olores fétidos y desagradables. No es -- precisamente el volúmen de las aguas negras lo que se consi_ dera como valor crítico, sino que es la cantidad de materia_ orgánica que sea de fácil descomposición.

Por esto es que un determinado volúmen de aguas negras_ que han sido tratadas para disminuir o eliminar su materia - orgánica, puede descargarse en una superficie de agua natu_ ral sin crear condiciones indeseables, mientras que al mismo volúmen de aguas negras crudas ó sin ser tratadas pueden pro_ ducir molestias. El factor importante es el oxígeno disuel_ to que contenga el agua receptora. Por lo tanto las aguas - negras deben ser frescas, que no tengan material flotante, - sólidos putrefactos o sólidos capaces de un rápido asenta--- miento. Cuando estas condiciones no puedan obtenerse, el -- tratamiento completo es necesario.

El grado de dilución requerido para este caso y para -- tratamientos más completos es el siguiente por cada 1,000 -- habitantes:

Aguas negras en óptimas condiciones	99 a 170	lts/seg
como las anotadas -----		
Aguas negras asentadas -----	57 a 114	" "
Efluente con tratamiento químico ---	43 a 71	" "
Efluente de filtros de goteo -----	14 a 28	" "
Efluente de lodos activados -----	9 a 14	" "

El oxígeno se disuelve en el agua por el contacto del --- aire con la superficie del agua, hasta alcanzar el punto de saturación a una temperatura determinada. A la temperatura de 0°C. el punto de saturación del oxígeno disuelto es de 14.6 mg/l., esta concentración disminuye al aumentar la --- temperatura del agua, de manera que a 15°C., la concentra -- ción de saturación del oxígeno disuelto es de 10.0 mg/l, --- cuando la concentración de oxígeno disuelto disminuye a --- menos del punto de saturación, se disuelve más el aire.

Citamos por ejemplo: El Flujo turbulento de una corriente sobre las piedras, riscos y rápidos, aumenta la velocidad de dilución del oxígeno, o sea la reaeración.

Por medio de la reaeración se consigue oxígeno disponible adicional para la descomposición bioquímica de los sólidos - orgánicos putrescibles.

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO.

La demanda bioquímica de oxígeno es la cantidad de ---- oxígeno que se requiere para la oxidación aerobia biológica_ de los sólidos orgánicos de las aguas negras ó desechos, es_ decir las bacterias que están en contacto con materia orgá-- nica la utilizan como substrato alimenticio, y en el curso - de tal utilización pueden llegar a oxidarla y producir unos_ compuestos estables como CO₂ y agua. La cantidad de oxígeno consumido en este proceso es la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y se considera como una medida del contenido de --- materia orgánica del agua residual.

La determinación de la DBO está normalizada y con ella- se mide la cantidad de oxígeno utilizado por los microorga-- nismos en la estabilización del agua residual durante cinco días a una temperatura de 20°C.

La solubilidad del oxígeno en el agua tiene unos valores -- claramente delimitados, por lo que cuando hay que analizar- residuos con valores altos de DBO, es preciso diluirlos --- convenientemente. El agua de dilución ha de prepararse --- cuidadosamente y debe contener una mezcla de sales que pro- porcionen todos los nutrientes necesarios para la actividad biológica, junto con una solución tampón de fosfato a fin - de mantener un pH neutro. El agua ha de airearse para ---- saturarla de oxígeno, antes de proceder a su mezclado con_ la muestra de agua residual.

DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO

Aunque la determinación de la DBO proporciona una ---- buena idea de qué es lo que puede ocurrir en un curso de - agua, no es un análisis muy útil para el control de los --- procesos de tratamiento, debido a que se necesita de un --- mínimo de 5 días para conocer su valor. El análisis de la_ DQO consiste en la oxidación en medio ácido con dicromato - potásico. La determinación se realiza añadiendo a la mues- tra acidificada una cantidad determinada de dicromato e --- hirviéndola a continuación durante 2 horas, transcurridas - las cuales se deja enfriar y se mide la cantidad de dicro- mato remanente con sulfato amónico ferroso.

Aunque no existe una correlación clara entre la DBO y_ DQO, es posible que pueda existir para una planta de trata- miento determinada. Los valores de la DQO son generalmente superiores a los de la DBO ya que en la determinación de -- aquélla se oxidan algunos componenetes como grasas y ligni- nas que sólo se pueden biodegradar muy lentamente.

I.2. AUTOPURIFICACION

Cuando se descargan aguas negras en una corriente, --- continúan la degradación y la descomposición hasta comple-- tarse. Una corriente contaminada en un punto dado tenderá a volver a un estado similar al de antes de la contamina--- ción, como resultado de la descomposición de la materia --- orgánica contaminante. *f* esto se le designa comúnmente como proceso de autopurificación.

Se lleva a cabo por medios físicos, químicos y biológicos, -- por medio de los cuales la materia orgánica inestable se -- reduce y oxida transformándose en sustancias estables no -- putrecibles. Se admite que la autopurificación de una --- corriente tiene lugar en 4 etapas, dividiéndose la corriente en cuatro zonas sin delimitación definida. Se conocen -- como zonas de degradación, de descomposición, de recuperación y de agua limpia.

Zona de degradación. La primera de estas zonas queda inmediatamente abajo del punto de contaminación; esta zona se -- caracteriza por presentar signos visibles de contaminación, pues se presentan sólidos flotantes, como fragmentos de --- basuras, astillas, papel y a veces algunos sólidos fecales.

La turbiedad de la corriente aumenta sensiblemente por la descarga de aguas negras. El oxígeno disminuye pero no se agota inmediatamente. La fauna acuática disminuye y --- queda limitada a aquellas especies capaces de sobrevivir en el agua que contiene relativamente poco oxígeno disuelto.

Aunque no es visible, abunda la actividad biológica; -- las bacterias se presentan en grandes cantidades, incluyendo las patógenas que estaban en las aguas negras. Los -- hongos también se presentan y con el tiempo se encontrarán grandes crecimientos filamentosos de éstos adheridos a las -- rocas y arbustos de las riberas.

El activo desarrollo de vida microbiológica absorbe y -- agota gradualmente el oxígeno disuelto. Si en esta sección de la corriente es lento el flujo, tiene lugar la sedimentación de los sólidos suspendidos, creándose bancos de lodo; -- esta acumulación de sólidos de las aguas negras se pudre y -- contribuye posteriormente a la degradación de la corriente **Zona de descomposición.** A medida que se va agotando la reserva de oxígeno disuelto, la zona de degradación se con---vierte en zona de descomposición, en donde se inicia la descomposición anaerobia o putrefacción.

Cuando la contaminación es intensa, esto ocurre rápidamente; con una menor descarga de aguas negras con respecto -- al volumen de la corriente, la aparición de la segunda zona

es más lenta. Cuando el volúmen de aguas negras que se des carga es muy pequeño, en comparación con la corriente, de manera que haya siempre el suficiente oxígeno disuelto para mantener la vida aerobia, no aparece en la corriente la --- zona de descomposición, y entonces la zona de degradación - se va transformando directamente en zona de recuperación.

La zona de descomposición se caracteriza por el desa-- rrollo de la descomposición anaerobia; el oxígeno disuelto_ está casi o totalmente agotado y ha desaparecido toda fauna acuática; el agua se vuelve negra y se producen olores ofen-- sivos como resultado de la descomposición de los sólidos -- orgánicos por los organismos anaerobios presentes en gran-- des cantidades.

Continua la sedimentación de los sólidos suspendidos - apareciendo depósitos de lodo similares a los de la primera zona; al ir progresando la descomposición de la materia -- orgánica, disminuye la cantidad de sólidos putrecibles y -- empiezan a disminuir de intensidad las reacciones de putre-- facción. El oxígeno de reaeración iguala primero y excede-- después al que se va necesitando para la descomposición --- bioquímica, de manera que al final de esta zona hay algo de oxígeno disuelto, presente, originándose así la tercera --- zona que es la zona de recuperación.

Zona de recuperación. En esta zona aparece el oxígeno --- disuelto en cantidades gradualmente mayores, los sólidos -- orgánicos disminuyen y presenta una apariencia favorable la corriente; sigue habiendo microorganismos, pero en menor - cantidad; se han extinguido las especies anaerobias, quedando solamente las aerobias.

Los peces pueden sobrevivir nuevamente y aparecen ---- otras formas superiores de organismos en grandes cantidades. Continúa la sedimentación de los sólidos orgánicos formando bancos de lodo y poblándose de gusanos y larvas que son per fectamente visibles en los depósitos del fondo, contribuyendo a la ulterior descomposición.

Zona de agua limpia. En la zona de recuperación se ha consumido casi completamente la descomposición de los sólidos -- orgánicos y se hallan en mayor concentración sólidos inorgánicos estables.

Entonces entra la corriente a su cuarta zona o zona final, que es la zona de agua limpia. En está, la apariencia del agua es similar a la que tenía antes de recibir el material contaminante. No hay sólidos flotantes visibles, el agua es clara, libre de materia suspendida, y ha recuperado su transparencia original. La concentración de oxígeno es cercana o está en el punto de saturación. Hay organismos -- microscópicos vivos, incluyéndose las bacterias, pero en cantidades relativamente pequeñas; abundan los organismos mayores, especialmente las algas y otras formas que encuentran en las aguas limpias su medio ambiente óptimo y que emplean como alimento los compuestos inorgánicos estables que resultaron de la descomposición de los complejos orgánicos característicos de las aguas negras que produjeron la contaminación. Los peces son generalmente más abundantes que antes de que ocurriese la contaminación, debido al aumento de población de los organismos macroscópicos que sirven para aumentar el suministro alimenticio de los peces.

El tiempo que se requiere para la autopurificación de una corriente, o la distancia que tiene que recorrer para -- atravesar por las cuatro zonas, depende de la fuerza y volumen relativos de la contaminación del caudal de la corriente y de la turbulencia del agua, así como de la temperatura del agua y, principalmente, de si se descarga o no una contaminación adicional durante el progreso de la autopurificación. Posibilidad de contaminación residual. El proceso de autopurificación afecta principalmente a la materia putrescible de las aguas negras; pueden sobrevivir algunos organismos patógenos y virus. Otras sustancias contaminantes, especialmente los compuestos metálicos, y otros de naturaleza no enteramente orgánica, provenientes de procesos industriales y de manufactura, no se alteran por los procesos bioquímicos.

Si estas sustancias están presentes en concentración suficiente, interfieren e inhiben la descomposición biológica y pueden permanecer como contaminación residual que puede cambiar a tal grado la calidad del agua de la corriente receptora que la hagan impropia para ser usada como abastecimiento, o para propósitos recreativos e industriales.

I.3. METODOS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS.

El tratamiento de las aguas negras es el conjunto de recursos por medio de los cuales es posible verificar las diferentes etapas que tienen lugar en la autopurificación de una corriente dentro de una área limitada y apartada y bajo condiciones controladas.

El objetivo del tratamiento de las aguas negras, consiste en separar de ellas la cantidad suficiente de sólidos que permita que los que queden al ser descargados a las aguas receptoras no interfieran con el mejor o más adecuado empleo de éstas, tomando en cuenta la capacidad de las aguas receptoras para asimilar la carga que se agregue. Los sólidos que se eliminan son principalmente orgánicos, pero se incluyen también sólidos inorgánicos.

Como el mejor empleo de las aguas receptoras puede variar desde ser una agua para beber o para fines culinarios la cantidad o grado de tratamiento que se dé a las aguas negras o a los desechos debe variar de acuerdo con ello. Debe procurarse un tratamiento para los sólidos y líquidos que se eliminan como lodos, y puede también necesitarse un tratamiento para controlar los olores, para retardar las actividades biológicas o destruir los organismos patógenos

Actualmente son muchos los métodos usados para el tratamiento de las aguas negras, pero todos pueden incluirse dentro de los procesos siguientes:

- 1) Tratamiento preliminar.
- 2) Tratamiento primario.
- 3) Tratamiento secundario.
- 4) Cloración.
- 5) Tratamiento de los lodos.

I.4. TRATAMIENTO PRELIMINAR

El agua residual contiene cantidades variables de sólidos flotantes y suspendidos, algunos de ellos de tamaño considerable. Algunos materiales, tales como trapos, pedazos de madera, metal, plástico, goma o fragmentos de ladrillos, pueden ser introducidos en la red de alcantarillado y llegar hasta la planta de tratamiento.

El objeto del tratamiento preliminar consiste en separar de las aguas negras aquellos constituyentes que pudieran obstruir o dañar las bombas, o interferir con los procesos subsecuentes del tratamiento. Por lo tanto, los dispositivos para el tratamiento preliminar se diseñan para:

- 1) Separar o disminuir el tamaño de los sólidos orgánicos grandes que flotan o están suspendidos. Estos sólidos consisten generalmente en trozos de madera, telas, papel, basura, junto con algo de materia fecal.
- 2) Separar los sólidos inorgánicos pesados, como la arena, la grava e incluso objetos metálicos; a todo lo cual se llama arena.
- 3) Separar cantidades excesivas de aceites y grasas.

REJAS Y RETILLAS.

Las rejas pueden emplearse tanto en las captaciones de aguas superficiales como en las obras de llegada de las plantas de tratamiento de aguas residuales; su función es servir como elemento protector para el resto de instalaciones, más que como proceso de tratamiento. Están formadas por barras usualmente espaciadas desde 2 hasta 15 cm.

Generalmente tienen claros de 2.5 a 5 cm. aunque algunas -- veces se usan las rejjas grandes en posición vertical, la -- regla general es que deben instalarse con un ángulo de 45 a 60 grados con la vertical.

Los objetos de gran tamaño se pueden eliminar por medio de rejjas de barras, las cuales consisten en un conjunto de barras dispuestas verticalmente formando aberturas cuya anchura es del orden de 25 mm.

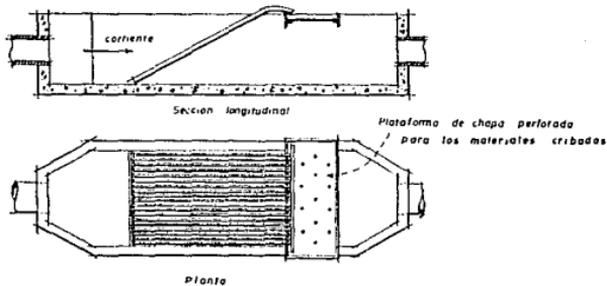
Las rejillas o rejjas finas se suelen utilizar en las plantas de tratamiento de agua para las captaciones, a veces como único elemento, a veces a continuación de las rejjas de barras o rejjas gruesas. Estos dispositivos tienen aberturas de aproximadamente 6 mm y son capaces de eliminar hojas, ramas y peces.

Las rejjas de limpieza automática se suelen utilizar en plantas de gran tamaño y el sistema puede incorporar un mecanismo dilacerador, situado en su parte anterior, para reducir el tamaño de los sólidos hasta aquel que permita su paso a través de la rejja. En plantas pequeñas se utilizan rejjas de limpieza manual; estas rejjas se suelen instalar en un canal de by-pass que entra en funcionamiento cuando el canal principal, en el que se aloja un dilacerador, queda fuera de servicio por mantenimiento o reparación de éste. Las plantas grandes tienen varios canales de rejjas, por lo que no precisan de canales en by-pass.

Las rejillas finas no se suelen utilizar en las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales. Su uso más extendido es en el tratamiento de efluentes industriales que contengan sólidos de tamaño y carácter más uniforme que los contenidos en las aguas residuales domésticas.

La cantidad de basuras extraídas por las rejjas depende del tamaño de las aberturas y de las características de las aguas. Las basuras son putrecibles, a menudo están impregnadas de materias fecales y, por lo tanto, deben evacuarse rápidamente. Su contenido de humedad es del orden del 80% y su densidad es aproximadamente la del agua. Las técnicas

de eliminación empleadas incluyen el enterramiento, incineración y digestión. Muchas veces es más sencillo hacer pasar el caudal a tratar por un dilacerador que evacuar las basuras por separado.



Reja de barras de limpieza manual.

DILACERADORES.

Los dilaceradores, en lugar de separar los sólidos, -- los reducen de tamaño para que no puedan tener efectos perjudiciales sobre los equipos situados a continuación; los sólidos, una vez reducidos de tamaño por corte o trituración, se eliminan en los tanques de sedimentación. Los dilaceradores están formados por una reja fija y un mecanismo cortante móvil; el sistema clásico consta de una reja curva y de un elemento cortante rotativo u oscilante.

Algunos diseños de dilaceradores rotativos tienen -- tendencia a forzar el paso de materiales flexibles a través de la reja más que cortarlos, lo cual puede producir problemas en clarificadores que no estén dotados de barredor superficial para recogida de flotantes, en filtros percoladores y en tanques de aireación.

La elección de un dilacerador se hace en base al caudal; en plantas pequeñas se suele instalar una única unidad, con capacidad para el caudal punta, y que tiene un canal en by-pass dotado de una reja de limpieza manual. En instalaciones grandes, se instalan varias unidades de forma que, cuando una o dos de ellas estén fuera de servicio, el resto tenga capacidad para el caudal punta.

DESARENADORES.

Una parte de la carga de sólidos suspendidos de las aguas residuales municipales, consiste en materias inorgánicas tales como arenas, fragmentos de metal, cascara de huevo, etc. Estas arenas no son deseables en los tratamientos biológicos o del fango y, además, pueden dar lugar a un excesivo desgaste de los equipos mecánicos. Los desarenadores se basan en la diferencia de peso específico existente entre los sólidos orgánicos e inorgánicos, para conseguir la separación de estos últimos. Las arenas pueden dañar además, a las bombas por abrasión y causar serias dificultades operatorias, en los tanques de sedimentación en la digestión de los lodos por acumularse, alrededor de los sólidos causando obstrucciones, por esta razón es práctica común eliminar este material por medio de las cámaras desarenadoras.

Las desarenadoras se diseñan generalmente en forma de grandes canales, en estos canales la velocidad disminuye lo suficiente para que se depositen los sólidos inorgánicos pesados, manteniéndose en suspensión el material orgánico. Los desarenadores de canal deben diseñarse de manera de que la velocidad se pueda controlar para que se acerque lo más posible a 30 cm por segundo, siendo esta la velocidad conveniente para que se depositen las partículas minerales evitándose el depósito de residuos orgánicos, ya que una velocidad menor de 15 cm/seg., provoca la sedimentación de la materia, tanto orgánica como inorgánica.

De acuerdo con lo anterior se formó la siguiente tabla de velocidades de sedimentación de las partículas con densidad de 2.65 y a una temperatura de 10° C, en función de su diámetro:

Diámetro en mm.	Velocidad en mm/seg.
1.00	100
0.80	83
0.60	63
0.50	53
0.40	42
0.30	32
0.20	25
0.15	15
0.10	8
0.08	6
0.06	3.8
0.05	2.9
0.04	2.1
0.03	1.3
0.02	0.62
0.015	0.35
0.010	0.154
0.008	0.098
0.006	0.055
0.005	0.0385
0.004	0.0247
0.003	0.0138
0.002	0.0062
0.0015	0.0035
0.0010	0.00154
0.0001	0.0000154

El tiempo de retención debe basarse en el tamaño de las partículas que deben separarse y generalmente varía de 20 segundos a un minuto.

Esto último se logra instalando varios desarenadores para que el flujo se ajuste en ellos mediante vertedores proporcionales colocados al final de cada canal ó mediante otros dispositivos que permitan regular la velocidad del flujo. Hoy en día se cuenta con un dispositivo, el cual consiste en inyectar aire a una altura de un metro y se efectúa una acción revolvedora del aire manteniendo en suspensión a la materia orgánica más ligera y deja que las arenas queden relativamente libres de materia orgánica y que se depositen en la zona no agitada que queda abajo de la difusión del aire. Estos desarenadores se pueden limpiar por medios mecánicos ó manualmente, por lo general, cuando la limpieza se hace manualmente se provee generalmente de espacio para el almacenamiento de las arenas depositadas. Cuando se hace por medios mecánicos, se eliminan las arenas mediante rastrillos ó canchilones estando en operación normal el desarenador. Estas unidades de limpieza requieren mucho menor espacio para el almacenamiento de las arenas que las unidades de operación manual.

Las arenas por lo general contiénen algo de materia orgánica que se descompone y produce malos olores. Para evitar estos olores, la materia orgánica se lava a veces de las arenas y se regresa a las aguas negras.

La cantidad de las arenas depende del tipo de sistema de alcantarillado tributario, del estado de sus líneas y de otros factores. Las aguas domésticas que se coleccionan en alcantarillas debidamente construidas contendrán muy pocas arenas mientras que las aguas negras combinadas arrastran grandes volúmenes de arena alcanzando su máximo en épocas de fuertes temporales. Por regla general puede esperarse un volúmen de arenas de 7 a 30 litros por cada 1000 metros cúbicos.

Los desarenadores deben limpiarse después de cada temporal fuerte, ya que en condiciones normales de trabajo, estos desarenadores se deben limpiar cuando las arenas depositadas llevan un 50 a 60 por ciento de espacio de almacenamiento.

Cuando se detecta un olor muy marcado de las arenas, significa que se está depositando demasiada materia orgánica en el desarenador así en el resto de la planta, como son los sedimentadores, tanques de aereación y tanque de digestión, podemos hablar que el desarenador está funcionando deficientemente.

Es necesario hacer una limpieza frecuente tanto de las cribas como de los desarenadores, para evitar los malos olores a la entrada de la planta y es indispensable y necesario contar con el equipo de limpieza y enterrar ó incinerar la materia orgánica.

SEPARACION DE GRASAS.

Cuando la cantidad de grasas es excesiva, puede haber una tendencia a colmatar los filtros percoladores o a alterar los procesos de fangos activados.

Las grasas pueden eliminarse, hasta cierto punto, por medio de los sistemas de recogida de grasas y flotantes incorporados a los clarificadores primarios, pero cuando las concentraciones de grasas sean especialmente altas, o la planta no incluye clarificación primaria, es preciso recurrir a otros procesos.

Los separadores de grasas tienen unas entradas sumergidas y están dotadas de unos deflectores que permiten la retención de las materias flotantes. Los tiempos de retención son menores de 15 minutos y, generalmente, los tanques incorporan sistemas mecánicos de recogida de las grasas.

La velocidad horizontal debe mantenerse dentro del intervalo de 50 a 250 mm/seg a fin de evitar la deposición de partículas orgánicas.

FLOTACION.

Los gases que se encuentran en un líquido en concentraciones superiores a las de saturación, se desprenden y ascienden a la superficie de aquél. En las aguas negras residuales, el desprendimiento de un gas tiene como resultado la adherencia de las burbujas formadas a las partículas sólidas contenidas en el agua, con lo que la densidad media -

resultante es menor y se aumenta el tamaño de aquéllas. Así, es evidente que si la densidad media del conjunto burbuja-partícula es menor que la del agua, tendrá tendencia a ascender y ello tanto más cuanto mayor sea su tamaño.

La flotación es útil para la eliminación de las grasas una vez que se hayan roto las emulsiones y también puede utilizarse para el espesado de fangos biológicos. Los procesos de flotación incluyen la simple aeración, que no es muy efectivo, la inyección de aire al líquido presurizado que es, a continuación, sometido a una reducción de presión con lo que se produce un desprendimiento de aire en forma de burbujas; y la flotación por vacío, en la que se crea un vacío para provocar el desprendimiento de gases.

PREAERACION.

La preaeración se logra introduciendo aire en las aguas negras durante un período de 20 a 30 min. a la velocidad que se determine, y esto se puede llevar a cabo forzando el paso de aire comprimido a través de las aguas negras, generalmente a razón de 0.75 litros de aire por litro de aguas negras, cuando la operación dura 30 min., o por agitación mecánica para agitar las aguas negras de manera que se pongan continuamente en contacto con la atmósfera nuevas superficies que absorban el aire.

Cuando se inyecta aire comprimido a través de las aguas negras el aire se suministra a razón de 100 a 400 lts. por minuto y por metro lineal de tanque ó de canal, y cuando se usa aire para la agitación mecánica, (ya sea empleando productos químicos o no) se usa también para el propósito adicional de disminuir aún más la D.B.O., el tiempo de retención debe ser de 45 min. cuando menos, al gasto especificado. La agitación de las aguas negras en presencia de aire tiende a aglomerar ó flocular los sólidos suspendidos más ligeros, formandose masas pesadas que se asientan más rápidamente en los tanques de sedimentación, también contribuye a la separación de la grasa o el aceite de las aguas negras

y sus sólidos llevandolos a la superficie.

Otra ventaja de la adición de aire a las aguas, es de restaurar las condiciones aerobias en las aguas sépticas favoreciendo el tratamiento subsecuente.

I.5. TRATAMIENTO PRIMARIO.

Comunmente, el tratamiento primario consiste en el empleo de procesos de sedimentación para eliminar los sólidos suspendidos de naturaleza orgánica. En algunos casos, se añaden productos químicos a los clarificadores primarios para ayudar a eliminar los sólidos finamente divididos o coloidales, o para precipitar el fósforo.

En general, los dispositivos que se usan en el tratamiento primario estan diseñados para retirar de las aguas negras los sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables, mediante el proceso físico de sedimentación y este se lleva a cabo reduciendo la velocidad del flujo. Las alcantarillas se construyen para mantener una velocidad de unos 60 cm. por segundo, la cual es apropiada para arrastrar con las aguas negras todos los sólidos y prevenir que se depositen en las líneas del alcantarillado.

En el tratamiento primario la velocidad de flujo se reduce hasta uno ó dos cm. por segundo en un tanque de asentamiento ó sedimentación, durante el tiempo suficiente, para dejar que se depositen la mayor parte de los sólidos sedimentables, que son principalmente orgánicos, separandose de la corriente de aguas negras.

Los tanques de sedimentación son los principales dispositivos para el tratamiento primario, los cuales también tienen la función adicional de servir para la descomposición de los sólidos orgánicos sedimentados, lo

cual se conoce como digestión de lodos.

Estos sólidos se descomponen en el fondo produciéndose gases que arrastran a los sólidos y los obligan a subir a la superficie, permaneciendo como una nata ó capa hasta que escapa el gas y vuelven a sedimentarse.

En la continua flotación y subsecuente sedimentación de los sólidos, la corriente de aguas negras los lleva hasta la salida y por lo regular salen algunos sólidos con el efluente, y en largos períodos de retención la mezcla con los sólidos en descomposición, las aguas negras salen del tanque en condiciones sépticas, lo que dificulta el tratamiento secundario.

TANQUES SEPTICOS.

El tanque séptico fué uno de los más antiguos dispositivos de tratamiento primario que se usaron. Está diseñado para mantener a las aguas negras a una velocidad muy baja y bajo condiciones anaerobias, por un período de 12 a 24 horas, durante el cual se efectúa una gran eliminación de sólidos sedimentables.

Los tanques sépticos ya no se usan excepto en instalaciones muy pequeñas. Sin embargo, se emplean comúnmente en residencias aisladas, en pequeñas instituciones o escuelas, donde puede disponerse del efluente del tanque por el método subsuperficial o cuando el factor de dilución en aguas receptoras es muy alto.

En estas condiciones, tienen la ventaja de requerir una atención mínima, bastando solamente una limpieza ocasional de lodos y natas.

TANQUES IMHOFF.

Los tanques de Imhoff o Emscher de dos pisos sirven al doble propósito de sedimentadores y digestores. El piso superior de la estructura es la cámara de sedimentación y el inferior está dispuesto para el almacenamiento y digestión de los lodos.

Hay dos tipos de tanques, llamados horizontales y radiales. Las aguas negras fluyen a través de la cámara de sedimentación donde las substancias sedimentables se depositan y resbalan por las paredes inclinadas del fondo del primer piso y pasan a la cámara digestora. Cuando los tanques tienen suficiente capacidad y son operados correctamente, las burbujas de gas o partículas de lodo no pueden pasar a la cámara superior o de sedimentación. El lodo en la cámara inferior, debido a los procesos sépticos mantiene una temperatura constante en las aguas residuales que van entrando, de manera que no es necesario elevar la temperatura por otros medios, pero es muy recomendable iniciar la operación en la primavera o a principios del verano, cuando la temperatura en el compartimiento de lodos es lo suficientemente alta para promover una digestión rápida. El sembrar el tanque con lodos en digestión activa, provenientes de un tanque de Imhoff cercano o algún digestor de lodos, podría ser recomendable siempre y cuando se haga en forma conveniente, o si no, debe controlarse el pH en el compartimiento de lodos y mantenerse por encima de 6.8 para prevenir cualquier condición ácida desfavorable para una digestión adecuada. Esto puede lograrse mediante la adición de lechada de cal, en forma gradual, al influente, o agregando cal en la cámara de natas. Debe tenerse cuidado de no agregar una gran cantidad de cal en un tiempo muy corto, pues la acción repentina de la cal tiende a trastornar la digestión.

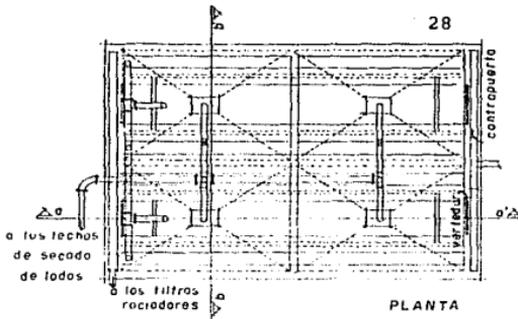
La eficiencia en la separación de sólidos de los tanques Imhoff varía de 80% a 90% y de 25% a 40% la reducción de la D.B.O., dependiendo de la naturaleza y frescura de las aguas negras, diseño de tanques y período de retención.

Una vez que ha terminado el proceso de digestión debido a la acción intensa de las bacterias anaeróbicas, presentes en gran cantidad, los lodos digeridos se retiran por medio de presión hidrostática originada por la diferencia de alturas entre el nivel de las aguas de entrada y el de la salida de los fangos. Los gases producidos son recolectados o escapan por salidas dispuestas al efecto. Las natas que se forman se acumulan fuera de la cámara de sedimentación para que no interfieran el proceso. La inclinación de las paredes del fondo de la cámara de sedimentación no deberá ser menor de 45° hasta 60° , el ancho de la abertura del fondo será de 15 a 20 cm. para dar paso a sólidos grandes y se le hará un chaflán con objeto de evitar adherencias.

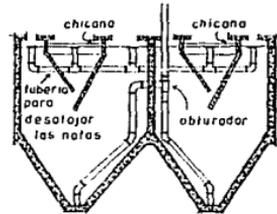
Al fondo de la cámara de digestión se le da forma de tolva, también para evitar que los sólidos y gases asciendan. Estas condiciones de que los tanques Imhoff separan los lodos del líquido les diferencia de los demás tanques conocidos y ha hecho su uso muy extensivo. Las dimensiones de estos pueden variar desde 8 hasta 30 m. de longitud y profundidad de 8 a 10 metros.

La profundidad de la cámara de sedimentación normalmente es de 2 a 2.5 m. desde el nivel de las aguas. La velocidad de flujo deberá ser de 0.064 mts./seg. según Imhoff, pero la más usual varía de 0.038 mts./seg. a 0.076 mts./seg. Los respiraderos de gas o chimeneas deberán tener una área de amplitud suficiente para permitir el paso de un hombre. El gas formado es principalmente metano que se usa como combustible para mover máquinas y generadores.

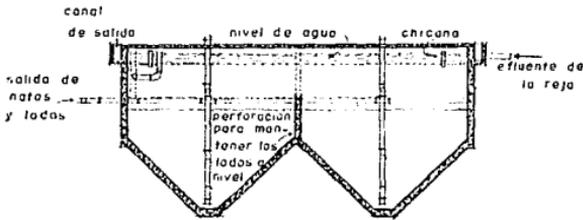
Las cámaras de digestión deben ser diseñadas de manera que no haya interferencias, ya que al asentarse gran cantidad de bajorrinas y por la actividad de las bacterias se provocan desprendimientos de gases que originan el levantamiento de partículas que vuelven a descender dando lugar a una zona de transición llamada zona neutra, comprendida entre la abertura de entrada de los lodos y la superficie de éstos, la cual deberá ser por lo menos de 45 cm.



PLANTA



CORTE b-b'



CORTE a-a'

Tanques Imhoff para sedimentación simple

El control del gasto se lleva a cabo por medio de vertedores colocados en un muro transversal a fin de dividir la corriente y evitar perturbaciones en los tanques digestores.

La remoción de los lodos debe ser frecuente para que no lleguen arriba del borde inferior de la zona neutra, pero debe tenerse la precaución de no remover las bahrinas en proceso de descomposición, para lo cual la duración mínima de ellos en el tanque digestor será de 90 días pudiendo reducirse este lapso en verano.

Otros tipos de tanques diseñados más recientemente, han reemplazado casi completamente a los tanques de Imhoff en las instalaciones que prestan servicio a los grandes centros de población. El tanque Imhoff es más adecuado para pequeñas municipalidades o instituciones en donde la población tributaria es de 5,000 personas o menos.

Algunas casas manufactureras han puesto en el mercado partes prefabricadas para instalar en tanques que se construyan de acuerdo a sus diseños, acondicionándolos de modo que funcionen según el principio de los tanques de Imhoff. Son unidades patentadas protegidas por marcas comerciales y se clasifican como "unidades compactas".

Se proporcionan compartimientos separados para la sedimentación y la digestión de los lodos en un solo tanque. Pueden instalarse accesorios para calentar el compartimiento de digestión, si así se desea. Las unidades son de forma circular y se fabrican en tamaños para dar servicio a poblaciones de hasta 5,000 personas.

TANQUES DE SEDIMENTACION SIMPLE

La función principal de estos tanques consiste en separar los sólidos sedimentables de las aguas negras, mediante el proceso de sedimentación. Los sólidos asentados se substracen continuamente o a intervalos frecuentes, para no dar tiempo a que se desarrolle la descomposición con formación de gases. Los sólidos pueden irse acumulando por gravedad, en una tolva o embudo, o hacia un punto más bajo del fondo del tanque, de donde se bombean o descargan por la acción de la presión hidrostática. No obstante, este método ha sido reemplazado por el uso de equipo mecánico para recolectar los sólidos en la tolva o embudo, de donde son descargados por bombeo.

Los tanques que tienen equipo mecánico para la recolección de los sólidos se conocen como tanques de sedimentación simple con limpieza mecánica.

TANQUES DE SEDIMENTACION SIMPLE CON LIMPIEZA MECANICA

Estos tanques pueden ser rectangulares, circulares o cuadrados, pero todos operan por el mismo principio de recolectar los sólidos sedimentados por medio de rastras de movimiento lento que los empujan hacia el sitio de descarga.

TANQUES RECTANGULARES.

En este tipo de tanques las rastras se fijan cerca de las orillas a una cadena sin fin que pasa sobre engranes o ruedas dentadas, accionados por medio de motores. Las rastras se hacen pasar lentamente rozando el fondo del tanque empujando los sólidos sedimentados hacia una tolva de lodos localizada en el extremo de entrada del tanque, luego son levantadas por la cadena hacia la superficie del tanque en donde, parcialmente sumergidas, sirven para empujar los sólidos flotantes, las grasas y los aceites a un recolector de natas situado en el extremo de salida del tanque

Otro tipo de mecanismo consiste en un puente viajero del mismo ancho del tanque, del cual se suspende una paleta que empuja a los sólidos hacia el punto de descarga y otra paleta despumadora para los sólidos flotantes, las grasas y los aceites. Estas paletas trabajan solamente al moverse el puente en una dirección, quedando sueltas cuando se le hace regresar en dirección contraria.

TANQUES CIRCULARES.

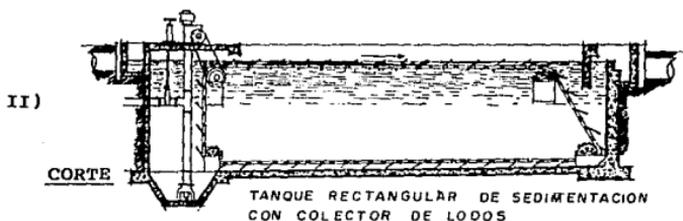
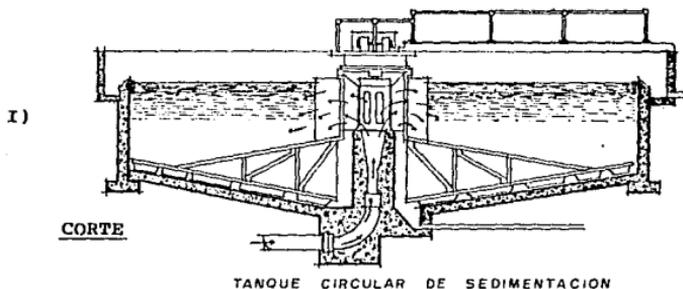
Estos tienen armaduras horizontales fijas a un eje central impulsado por un motor. El fondo de los tanques está inclinado hacia el centro y las rastras mueven a los sólidos sedimentados hacia la tolva o embudo de lodos que hay en el centro. Las armaduras desnatadoras están sujetas a la flecha central en la superficie, para recolectar los sólidos flotantes, las grasas y los aceites.

TANQUES CUADRADOS.

El mecanismo es similar al de los tanques circulares, la diferencia principal estriba en que una o ambas armaduras rígidas, están equipadas con paletas articuladas, las cuales llegan hasta las cuatro esquinas del tanque y arrastran los sólidos de esas zonas hacia la trayectoria circular del mecanismo.

En los tanques rectangulares, las aguas negras entran por un extremo y fluyen horizontalmente hacia el otro extremo. En los tanques circulares entran las aguas negras

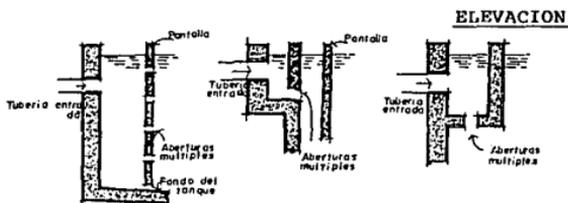
en el centro y fluyen radialmente, en sentido horizontal generalmente, hacia la periferia. En los tanques cuadrados pueden entrar las aguas negras en el centro y fluir hacia los cuatro lados, o entrar por un lado y atravesar el tanque.



Actualmente existen equipos diseñados que llevan a las aguas negras de alimentación cerca del fondo del tanque, donde fluyen hacia arriba y radialmente a través de una capa de lodos, hacia la salida de la periferia; estos se conocen como clarificadores de flujo ascendente y tienen la ventaja de introducir los sólidos por el fondo donde son deseables, en lugar de irse depositando desde las capas superiores.

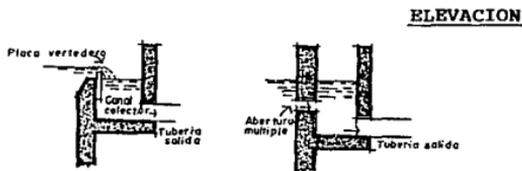
DEFLECTORES

Generalmente los deflectores se encuentran a la entrada y a la salida de los tanques. El deflector de la entrada ayuda a distribuir uniformemente al flujo y el deflector de salida sirve para detener el material que flota en el efluente. A fin de asegurar un rendimiento adecuado de los tanques es preciso realizar un diseño muy cuidadoso de los sistemas de entrada y salida de agua. La entrada ideal debe reducir la velocidad para evitar corrientes preferenciales hacia la zona de salida, de distribuir el agua lo más uniformemente posible, a lo ancho y en profundidad del tanque, y mezclarla con el agua existente en éste con el fin de evitar las corrientes de densidad.



TRES TIPOS DE ENTRADA PARA TANQUES DE SEDIMENTACIÓN

Para asegurar una distribución uniforme, la pérdida de carga en las aberturas deberá ser grande en relación con la diferencia de carga disponible en las mismas. Las salidas consisten generalmente, en unos vertederos de caída libre que descargan sobre unos canales de recogida.



DETALLES DE SALIDAS DE TANQUES DE SEDIMENTACIÓN

Las cargas sobre el vertedero están limitadas para evitar que existan velocidades de aproximación elevadas. Estas cargas suelen expresarse en términos de caudal por día por unidad de longitud de vertedero, lo cual permite calcular directamente, la longitud del vertedero necesaria.

Las salidas deben colocarse lo más alejadas posible de las entradas, es decir en el extremo opuesto en los tanques rectangulares y en la periferia cuando la alimentación es central o en el centro y radialmente cuando la alimentación es periférica, en los tanques circulares. Los vertederos pueden ocupar una fracción importante de la superficie del tanque. Los vertederos suelen consistir en unas entalladuras en V, de unos 50 mm de altura y colocadas a distancias de 300 mm. entre ejes.

VERTEDEROS.

Se utilizan para que el agua negra sedimentada salga en forma de una película delgada por la superficie del tanque y generalmente son ajustables, ya que se diseñan de acuerdo a las necesidades de los tanques de sedimentación, por lo que es muy importante que estén nivelados para que la descarga ó salida sea uniforme en su cresta.

PERIODO DE RETENCION.

Es el tiempo en horas que se retienen las aguas negras en el tanque, basándose en el gasto y en el volúmen del tanque, suponiendo un desplazamiento total y un flujo uniforme a través del compartimiento de sedimentación. Basándose en el gasto de diseño, el período de retención debe ser por lo menos de 2 horas.

Según las normas aceptadas más recientemente, la longitud mínima es de 3 mts. y la profundidad del líquido no debe ser menor de 2.10 mts. Las dimensiones del tanque quedan determinadas por la cantidad de aguas negras que se requiera tratar, por la planeación general de la planta de tratamiento, capacidad superficial de sedimentación y tipo de equipo.

I.6. TRATAMIENTO SECUNDARIO.

El objeto de los sistemas de tratamiento secundario es la eliminación de la materia orgánica disuelta y coloidal que queda remanente después del tratamiento primario. Aunque la eliminación de estos componentes puede realizarse por medio de tratamientos físico-químicos, la denominación de tratamiento secundario se aplica, generalmente, a procesos de tratamiento biológico.

El agua residual, además de contener materia orgánica, conlleva un gran número de microorganismos que son capaces de estabilizar aquella por medio de procesos de purificación naturales. Los tratamientos biológicos consisten en la aplicación controlada de procesos naturales por los cuales los microorganismos eliminan la materia orgánica disuelta y coloidal del agua residual, al tiempo que ellos mismos sufren un proceso de eliminación. Para satisfacer los requerimientos de las aguas receptoras, el tratamiento primario elimina de 40 a 60% de sólidos suspendidos, y disminuye de 25 a 35% aproximadamente la D.B.O., así como la eliminación del material que flota en las aguas negras.

Aunque los principios básicos son idénticos para todos los procesos de tratamiento secundario, las técnicas empleadas en su aplicación pueden variar ampliamente; sin embargo se puede establecer una clasificación general en dos tipos de procesos denominados, procesos de cultivo fijo y procesos de cultivo suspendido.

Ambos procesos dependen de los organismos aerobios para llevar a cabo la descomposición, aunque existe una diferencia operacional. En el primero, los organismos están adheridos al medio filtrante y hacia ellos va el material orgánico sobre el cual tienen que trabajar. En cambio en los lodos activados o cultivo suspendido son los organismos los que se llevan hasta la materia orgánica de las aguas negras.

Entre los procesos de cultivo fijo se puede incluir a los filtros de arena intermitentes, filtros percoladores, discos biológicos y otros sistemas similares.

FILTROS DE ARENA INTERMITENTES

Los filtros de arena intermitentes han caído en desuso en las instalaciones de las grandes ciudades debido a la gran superficie que requieren; sin embargo, todavía -- pueden tener aplicación en áreas rurales, particularmente como sistemas de mejora de los efluentes de tanques de -- estabilización. Las ventajas de la filtración intermitente incluyen poca pérdida de carga, funcionamiento simple, efluente de calidad satisfactoria y baja producción de fango.

El funcionamiento de los filtros consiste en la aplicación intermitente de efluente de tratamiento primario u otro tipo de agua residual sobre la superficie de arena. Los sólidos son retenidos en la arena, mientras que el -- cultivo bacteriano desarrollado sobre la superficie de -- los granos de ésta absorbe la materia orgánica disuelta y coloidal. Durante las intermitencias existentes entre aplicaciones cíclicas de agua, el aire penetra a través del medio y permite la oxidación biológica de la materia acumulada.

La arena normalmente utilizada tiene un tamaño efectivo de 0.2 a 0.5 mm., aunque a veces, se ha empleado arenas de tamaños no seleccionados. La profundidad del lecho oscila entre 460 y 760 mm. siendo los filtros con lechos más profundos los que producen efluentes de mejor calidad. La arena se coloca sobre una capa de grava de 6 a 50 mm. de tamaño de 300 mm. de espesor, bajo la cual se disponen tuberías perforadas o drenes sin juntas para recoger el agua tratada.

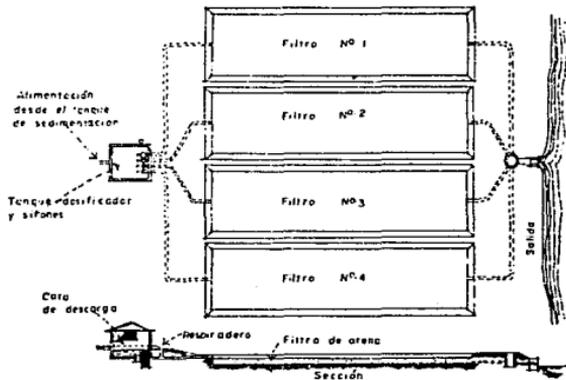
Las cargas hidráulicas de trabajo para aguas residuales -- previamente sedimentadas oscilan entre 0.07 y 0.235 m/día

cuando aquéllas se aplican una o dos veces por día.

La reducción de DBO puede alcanzar el 95% para aguas residuales domésticas en filtros con población bacteriana bien establecida, siendo menor en la etapa de comienzo del funcionamiento. Con el tiempo, el filtro llega a colmatarse hasta el punto que la carga hidráulica aplicada no puede mantenerse. Cuando esto ocurra, debe extraerse la capa superior de arena, de 50 a 75 mm. de espesor, y reemplazarla con material limpio.

La arena sucia extraída puede evacuarse vertiéndola sobre terrenos o bien llevándola a vertederos, ya que proceder a su limpieza no resulta económicamente rentable.

La duración del ciclo filtrado es, normalmente, de varios meses, pero depende de la temperatura, forma de funcionamiento, tamaño de la arena, DBO y sólidos suspendidos del agua aplicada.



PLANTA

Disposición de filtros de arena intermitente

FILTROS PERCOLADORES

Los filtros percoladores utilizan un medio soporte del crecimiento bacteriano de naturaleza relativamente porosa tal como roca o elementos de plástico de formas específicas. El desarrollo del cultivo bacteriano tiene lugar en la superficie del medio, mediante la aportación de oxígeno por el aire que circula entre los huecos de aquél. El agua residual se aplica en superficie del filtro, generalmente en forma intermitente, y percola a través del mismo, formando una delgada película sobre el cultivo biológico adherido al medio durante su circulación.

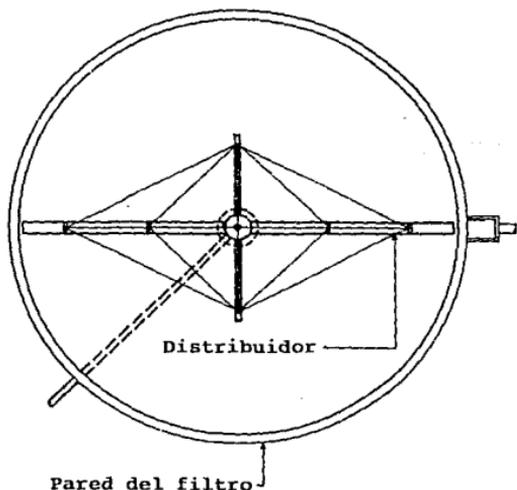
Los nutrientes y el oxígeno son transferidos a la porción fija de la película acuosa, mientras que los subproductos de la oxidación biológica lo son a la capa acuosa móvil. A medida que las bacterias presentes en la película biológica adherida a la superficie del medio filtrante metabolizan los componentes del agua residual, se van reproduciendo, dando lugar a un crecimiento gradual del espesor de la película. Al aumentar éste, las bacterias contenidas en las capas más interiores se encuentran en una situación de limitación de nutrientes puesto que, la materia orgánica y el oxígeno son utilizados cerca de la superficie de la película. Con el tiempo, tales células mueren, rompiendo el contacto entre la película biológica y el medio soporte.

Cuando un suficiente número de bacterias han sufrido la lisis, la película biológica se desprende del soporte y es arrastrada por el agua circulante. Los sólidos presentes en el efluente del filtro son eliminados en un clarificador secundario.

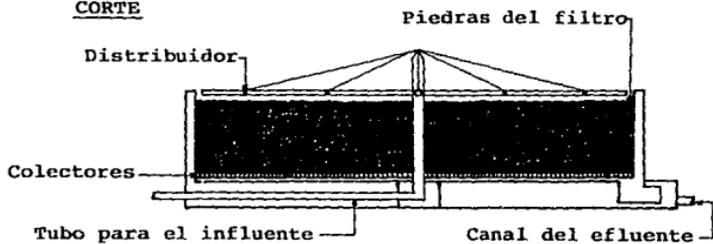
Aunque los filtros percoladores han sido empleados durante en gran número de años, su funcionamiento no ha podido ser descrito mediante una formulación matemática satisfactoria.

83

PLANTA



CORTE



FILTRO PERCOLADOR CON DISTRIBUIDOR ROTATIVO

El régimen del proceso se ve afectado por la transferencia de oxígeno desde el aire a la fase líquida, y desde ésta a la película biológica; por la transferencia de la materia biodegradable desde el líquido a la película biológica y por la tasa de utilización de aquélla por el cultivo bacteriano.

Los sistemas de distribución pueden estar constituidos por boquillas fijas o rotativas; los sistemas rotativos consisten en un brazo distribuidor que gira sobre su centro y que va equipado con unas boquillas, dimensionadas y situadas de tal forma, que dan lugar a una distribución uniforme del líquido sobre la superficie del filtro. El brazo distribuidor puede estar movido por el propio líquido en su descarga, si existe suficiente carga hidráulica, o bien por medio de un motor eléctrico. El primer sistema, o sistema hidráulico, es el más común y tiene la ventaja de que la velocidad de giro se ajusta automáticamente al caudal a tratar.

La velocidad de giro debe ser de 6 revoluciones por hora como mínimo, de manera que cada superficie sea alimentada a intervalos de 5 minutos o menos.

Los filtros de boquilla fija han venido empleando, en general, tanques dosificadores para dar lugar a una aplicación intermitente que es lo que los distribuidores rotativos consiguen naturalmente por virtud de su propio diseño. Las boquillas fijas se disponen de modo que se pueda asegurar lo más posible, una uniforme distribución del agua residual.

Los mayores problemas que se presentan en los filtros percoladores, están asociados al funcionamiento en tiempo frío. La eficiencia de los filtros de alta carga se reduce, en un 30% por cada 10°C de descenso de temperatura, y la formación de hielo puede dar lugar a obturaciones en zonas del filtro que resulten en sobrecargas para el resto del mismo.

La *Psychoda alternata* o mosca de los filtros se desarrolla en los filtros de baja carga, mientras que en los de alta carga, debido a su mayor carga hidráulica arrastra las larvas antes de que puedan madurar; es por esto que el filtro debe estar alimentado uniformemente, ya que las zonas que reciben poco caudal pueden convertirse en lugares de desarrollo de las larvas. Entre las técnicas empleadas para controlar el desarrollo de las moscas figuran la inundación del filtro durante 24 horas y el uso de insecticidas.

CLASIFICACION DE LOS FILTROS.

Los filtros percoladores pueden clasificarse de acuerdo a su carga hidráulica u orgánica de trabajo o por las características del medio soporte del cultivo bacteriano. Los filtros de baja carga prácticamente han caído en desuso, en estos filtros, la carga orgánica de trabajo oscila entre 0.3 y 1.5 kg DBO/m³ de volumen de filtro por día, y la carga hidráulica entre 1.87 y 3.74 m³/día por m² de superficie en planta, e incluso a valores mayores. Los medios filtrantes de plástico, se cargan con frecuencia, a valores de carga hidráulica de 90 m/día. Los filtros de desbaste pueden emplearse como unidades de pretratamiento para reducir la concentración de aguas residuales particularmente concentradas. Las cargas de trabajo exceden a las de los filtros de alta carga y, de hecho no existe límite superior que pueda fijarse arbitrariamente. El efluente de tal proceso requiere un tratamiento adicional. Los filtros clásicos de material pétreo utilizan como medio filtrante piedra, escoria y grava. El tamaño de los materiales oscila entre 60 y 90 mm. y debe estar formado por basaltos, granitos, cuarcita o escoria y no contener arena ni arcilla. Los filtros de material plástico pueden estar constituidos por placas entrelazadas dispuestas cuidadosamente en el interior del filtro para asegurar una circulación uniforme del agua, o bien por elementos moldeados o extrusionados que se colocan, sin ordenación alguna, hasta llenar el filtro.

El medio filtrante de plástico es, a menudo, más barato que la piedra en aquellas zonas en que no existe piedra de calidad adecuada y mucho más ligero.

En algunos casos se ha empleado medio filtrante de madera como sustitutivo de la piedra o el plástico.

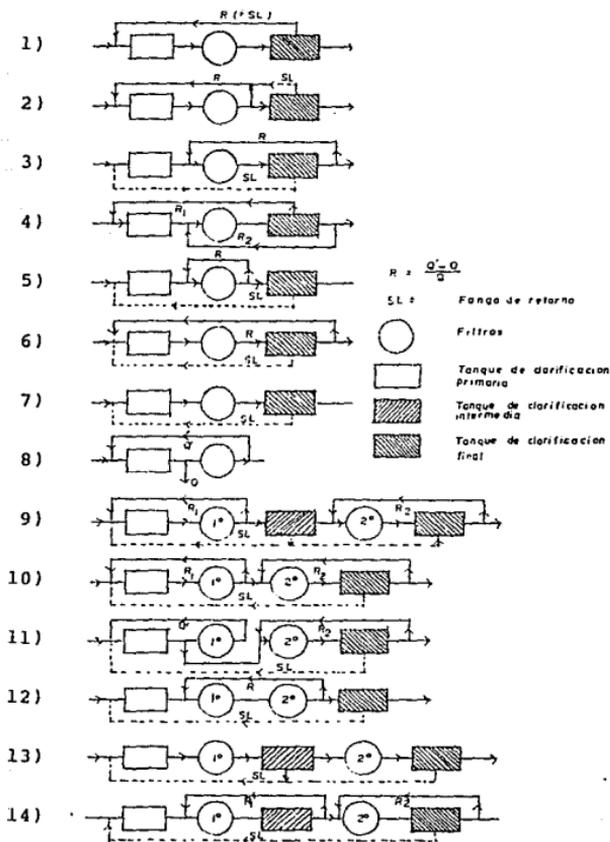
PROPIEDADES FÍSICAS DE MEDIOS FILTRANTES.

Tamaño mm.	Peso unitario kg/m ³	Superficie específica m ² /m ³	volumen de huecos. %
Medio			
Placas			
de			
plást.	600x600x1200	32-96	82-115
Madera	1200x1200x500	165	46
Granito	25-75	1440	62
Granito	100	1440	47
Escoria	50-75	1090	67

RECIRCULACION.

La recirculación del efluente al filtro es una --- práctica muy extendida en las plantas de filtros percoladores modernas. Las técnicas de recirculación varían ampliamente, empleandose, al menos, catorce configuraciones diferentes. Las ventajas del empleo de recirculación consisten en dar lugar a un incremento de los -- sólidos biológicos del sistema y a una inoculación continua del mismo con los sólidos arrastrados que se recirculan; contribuye a mantener una carga hidráulica y orgánica más uniforme; diluye el agua a tratar con otra

de mejor calidad y da lugar a la formación de una película biológica más fina; sin embargo debe tenerse en cuenta que la recirculación no aumenta la eficacia del proceso en todos los casos, especialmente cuando se trata de aguas residuales relativamente diluidas.



Diagramas de flujo de filtros percoladores.

Los números III, V y VI, de la figura anterior se refieren a los filtros: Aerofiltro, Accelo y biofiltro respectivamente.

Aerofiltro: Para este tipo de filtros se debe eliminar bajo condiciones normales de operación de 60 a 85% por ciento de la DBO de las aguas negras. La recirculación debe ser adecuada para que se pueda dosificar a un gasto igual o mayor de 93,000 m³ por hectárea y por día con períodos de descanso no mayores de 15 seg.

Los aspersores deben inspeccionarse diariamente y limpiarse ó cambiarse aquellos que no se encuentran en condiciones de operación.

En los meses de invierno es necesario tener una atención cuidadosa para evitar congelamientos en los filtros ya que la operación en algunos de ellos es intermitente y da lugar a períodos de quietud y a la con siguiente exposición a heladas.

Los filtros deben estar en continua operación excepto durante los breves períodos en que hay formaciones de hielo y que en un momento dañen el sistema de distribución. Este sistema es necesario lavarlo periódicamente para quitar cualquier material que pudiera obstruirlo.

Filtro Accelo: Este tipo de filtro que es otro de los procesos de tratamiento, consiste en hacer recircular directamente el efluente del filtro, otra vez al mismo filtro.

Biofiltro: Para este tipo de filtro, se usa un proceso que incluye recirculación y una alta velocidad de aplicación a un filtro goteador de poco espesor. En este caso, la recirculación incluye el regresar parte del efluente del filtro o del tanque de sedimentación secundaria, al tanque de sedimentación primaria.

Los lodos del tanque de sedimentación secundaria son generalmente muy ligeros y pueden recircularse conti--

nuamente al tanque de sedimentación primaria, en donde se recolectan juntos los dos tipos de lodos y se bombean al digestor.

TANQUES DE SEDIMENTACION SECUNDARIA.

Como los filtros percoladores solamente alteran las características de los sólidos de las aguas negras pero no los eliminan, el efluente contiene sólidos que deben ser eliminados antes de que se disponga de tal efluente por descarga en aguas receptoras, y para este propósito se usan tanques de sedimentación secundaria o de asentamiento final.

Dentro del tratamiento secundario podemos hablar del proceso de los lodos activados, ya que este es un proceso biológico de contacto, en el que los organismos vivos aerobios y los sólidos orgánicos de las aguas negras, se mezclan íntimamente en un medio ambiente favorable para la descomposición aerobia de los sólidos. Cuando el medio ambiente está formado por las mismas aguas negras, la eficiencia del proceso depende de que se mantenga continuamente oxígeno disuelto en las aguas negras durante todo el tratamiento.

Las aguas negras comunes contienen algunos operarios biológicos, pero su número es demasiado chico para que puedan llevar a cabo el trabajo requerido y es necesario, por lo tanto, agregar mucho más organismos y distribuirlos bien por todas las aguas negras, antes de que el proceso de lodos activados pueda empezar a funcionar con eficiencia.

El proceso de lodos activados se emplea generalmente después de la sedimentación secundaria. Las aguas negras contienen algo de sólidos suspendidos y coloidales, de manera que cuando se agiten en presencia de aire, los sólidos suspendidos forman núcleos sobre los cuales se desarrolla la vida biológica pasando gradualmente a formar partículas más grandes de sólidos.

dos que se conocen como activados.

Es importante que los lodos activados recirculados se mezclen bien con las aguas negras, ya que para llevar acabo este procedimiento es necesario recircular las aguas sedimentadas en el extremo de alimentación del tanque de aeración, donde la agitación efectúa un mezclado rápido y eficiente.

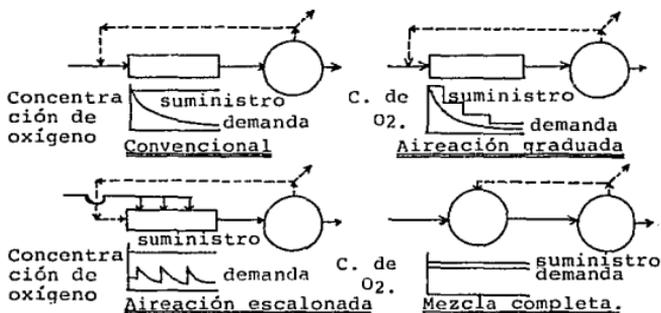
TECNICAS DE AERACION.

En los procesos biológicos aeróbicos el oxígeno es un factor esencial, así como la conservación de concentraciones adecuadas y primordiales en el diseño y operación de dichos procesos. A lo largo de los años, se han hecho muchas modificaciones que afectan, tanto a la configuración de los tanques como a las técnicas de aereación. A continuación se mencionan los procesos más importantes.

El proceso convencional consiste en un tanque de aereación de geometría rectangular, un clarificador y una conducción de recirculación de sólidos desde el fondo del clarificador. Los sólidos reciclados se mezclan con el agua residual entrante en el reactor y el conjunto pasa a través de éste; el aire se suministra uniformemente a lo largo del tanque por medio de difusores porosos. Las altas concentraciones de DBO y de microorganismos existentes en la cabeza del tanque, dan lugar a un rápido ejercicio de la DBO, junto con una gran demanda de oxígeno. En el extremo final del tanque el suministro de aire puede estar en exceso respecto a la demanda.

El proceso de aereación graduada es un intento de tratar de adecuar el suministro de oxígeno a la demanda a base de introducir más aire en el extremo inicial del tanque; esto puede conseguirse variando el espaciamiento entre difusores. Este proceso es, básicamente similar al convencional y, al igual éste, susceptible a los efectos de sobrecargas esporádicas y de productos tóxicos.

El proceso de aereación escalonada consiste en distribuir el caudal de agua a tratar, introduciéndolo por un cierto número de puntos a lo largo del depósito, evitando, de esta manera, la existencia de zonas con altas demandas de oxígeno, como sucede con los procesos convencionales y de aereación graduada. Esta distribución del agua tiende a disminuir las cargas punta, tanto hidráulica como orgánica, al tiempo que crea un efecto de dilución que protege al sistema contra la entrada de productos tóxicos.



En el proceso de mezcla completa el agua a tratar y el fango de retorno se dispersan uniformemente en el tanque. La geometría del reactor no es importante, siempre que sea tal que permita el establecimiento de un régimen de mezcla completa. En un sistema de este tipo, la demanda de oxígeno es uniforme en todo el tanque. En la práctica, y cualquiera que sea el tamaño del tanque, la obtención de condiciones de mezcla completa es difícil; no obstante, puede conseguirse una aproximación suficiente con una cuidadosa elección de los equipos de mezclado, aereación o ambos a la vez.

En las operaciones de tratamiento biológico, donde la actividad biológica debe ser acelerada, la transferencia de oxígeno debe ser aún más rápida que en un proceso

natural. El proceso de transferencia de oxígeno es considerado, que ocurre en tres etapas.

En la primera etapa, las moléculas de oxígeno son inicialmente transferidas a la superficie del líquido, hasta que se logra una saturación o condiciones de equilibrio en la interfase; esta tasa de transferencia de oxígeno es muy rápida debido a que la resistencia de la película gaseosa es despreciable, por lo que esta etapa nunca controla el proceso.

En la segunda etapa, las moléculas de oxígeno pasan a través de la película de la interfase líquida por difusión molecular; a bajos niveles de mezclado, la tasa de absorción de oxígeno es controlada por esta etapa; a mayores niveles de turbulencia la película en la interfase es desestabilizada y la tasa de renovación de la película controla la absorción del oxígeno.

En la tercera etapa, el oxígeno se mezcla en el seno del líquido por difusión y convección. La tasa de transferencia de oxígeno se expresa por la ecuación:

$$N = K_L A (C_S - C_L) \text{ ---- (Ley de Fick)}$$

N = Masa de oxígeno transferida por unidad de tiempo.
(Kg·O₂/día)

K_L = Coeficiente de película del líquido (Kg·O₂/día)

A = Area interfacial expuesta (m²)

C_S = Concentración de saturación de oxígeno (mg/l)

C_L = Concentración de oxígeno en el seno del líquido.
(mg/l).

Normalmente esta ecuación está expresada en términos de concentración y se divide entre el volumen del sistema, tenemos:

$$\frac{N}{V} = \frac{dC_L}{dt} = K_L \frac{A}{V} (C_S - C_L)$$

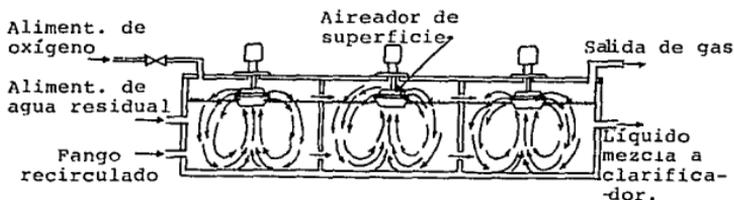
$$\frac{N}{V} = K_L^a (C_S - C_L)$$

donde K_L^a = Coeficiente global de transferencia de oxígeno. Kg·O₂/día m³.

$\frac{A}{V}$ = Area interfacial por unidad de volúmen. m^2/m^3 .

En la práctica es posible medir el area interfacial por lo que en el diseño de proceso de aereación se utiliza el coeficiente global K_L^a , el cual se determina experimentalmente en laboratorio.

Los sistemas de fangos activados con oxígeno han sido desarrollados con el objetivo de intentar adecuar más fácilmente el suministro de oxígeno a la demanda y, quizás, el de conseguir procesos de alta carga a base de -- mantener una mayor concentración de sólidos biológicos. Por el momento, existen dos configuraciones de procesos disponibles: reactores cerrados con una atmósfera de oxígeno y reactores abiertos con difusores de burbuja fina situadas en el fondo de los tanques.



Sistema de oxígeno de reactor cerrado.

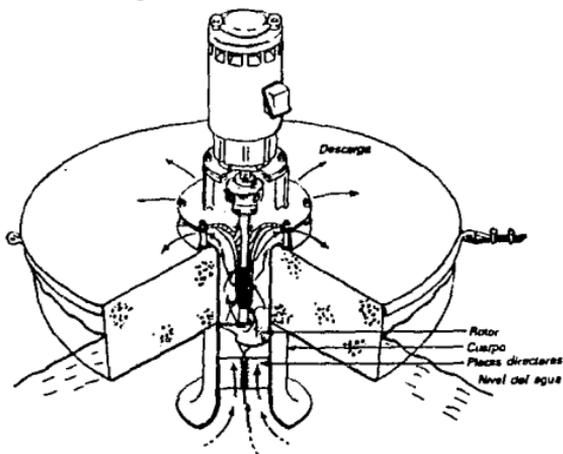
Los procesos con oxígeno permiten una satisfacción más rápida de la demanda; sin embargo, el mantenimiento de altas concentraciones de sólidos depende de otros factores aparte de la fuente de oxígeno. En particular su función del carácter de los sólidos, del diseño del clarificador final y del porcentaje de recirculación.

Los sistemas con oxígeno pueden tener ciertas ventajas para poder afrontar los problemas derivados de la ocurrencia de cargas orgánicas superiores a las previstas, y en el tratamiento de ciertos efluentes industriales.

Además del sistema clásico de diseño a base de tanques rectangulares y aereación por difusores, se han desarrollado un gran número de sistemas patentados, que --

combinan equipos de mezclado y aireación con diversas configuraciones de reactores.

Los aereadores mecánicos de superficie consisten en unos rotores accionados eléctricamente que se montan sobre unos soportes flotantes o fijos; los rotores lanzan masas de líquido al aire con lo que se produce una transferencia de oxígeno, tanto a través de la superficie de las gotas de agua, como en la superficie de la masa de agua del reactor, merced a las corrientes generadas por los aereadores mecánicos de superficie pueden ser de alta velocidad, los cuales giran a velocidades de 900 a 1800 rpm y de baja velocidad que utilizan una transmisión con reductor que proporciona una velocidad de giro de 40 a 50 rpm.



Aereador de superficie flotante de alta velocidad

Los aereadores de alta velocidad pueden necesitar de la adición de campanas de aspiración para poder asegurar condiciones de mezclado correctas en tanques profundos, o bien de sistemas antierosión para evitar erosiones en tanques de poca profundidad.

El rango de profundidades de funcionamiento, sin la utilización de dispositivos adicionales, depende del diseño del aereador y de su potencia, variando entre 1.2 a 2.4 m. para las unidades pequeñas, hasta 3 a 5 m. para los de mayor tamaño.

La selección de los aereadores mecánicos se realiza teniendo en cuenta la cantidad de oxígeno a transferir y a las necesidades de energía para mezclado; la energía para mezclado depende de la configuración del tanque. El oxígeno transferido depende de la eficiencia de la máquina, naturalmente del agua residual, la altitud, la temperatura y la concentración de oxígeno disuelto que se quiera mantener en el tanque. Estos factores están interrelacionados en la ecuación:

$$M = M_0 \left(\frac{\beta C_w - C_L}{9.17} \right) (1.024)^{T-20} \alpha$$

donde:

- M = tasa de transferencia de oxígeno, en kg O₂/kWh en condiciones reales.
- β = factor de corrección por salinidad, normalmente 1.
- C_w = concentración de saturación de oxígeno en el agua residual a temperatura y altitud dados.
- C_L = concentración de oxígeno disuelto en condiciones de funcionamiento (por lo menos 2.0 mg/l - en sistemas de fangos activados)
- α = factor de corrección de la transferencia de oxígeno para el agua residual, generalmente de 0.8 a 0.85
- T = la temperatura del agua residual en °C.
- M₀ = tasa nominal de transferencia de oxígeno, a 20 °C, y 0 mg/l de oxígeno disuelto en agua limpia.

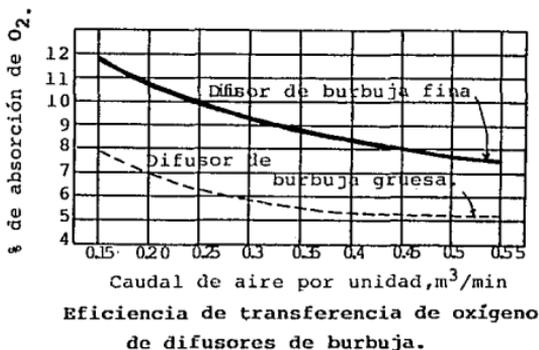
El mezclado y aereación pueden realizarse también por medio de rotores de eje horizontal, los cuales actúan como si fueran ruedas de paletas. Los aereadores de este tipo suelen emplearse, generalmente en tanques relativamente poco profundos, siendo su misión principal la de proporcionar al líquido una velocidad suficiente -

que evita la sedimentación de sólidos, ya que una gran parte del oxígeno es transferido a través de la superficie del líquido.

Los sistemas que consisten en estanques poco profundos y que emplean aereadores como los mencionados anteriormente, se denominan canales de oxidación y se suelen operar como sistemas de aereación prolongada.

Cualquier aereador de superficie puede ser afectado adversamente por la formación de hielo durante el invierno. Algunos diseños dicen ser menos afectados por el hielo que otros e incluso existen unos que incorporan calentamiento eléctrico en sus zonas críticas. Deben seguirse las recomendaciones proporcionadas por los fabricantes respecto al funcionamiento en tiempo frío.

Los sistemas difusores de aire se basan en el mezclado procurado por el aire en forma de burbujas, chorros o dispersores mecánicos. Los dispersores mecánicos son utilizados en algunos sistemas que emplean oxígeno. La eficiencia de transferencia de oxígeno, tanto de difusores como de dispersores, no suele pasar, en la práctica del 8%. La siguiente figura presenta los datos, referentes a difusores de burbuja fina y gruesa, los cuales se pueden considerar como representativos de los equipos disponibles en el mercado.



La potencia necesaria para suministrar el aire desde el fondo del tanque de aereación depende de la presión de salida de la soplante, la cual, a su vez, es función de la profundidad a que se disponen los difusores y de las pérdidas de carga en difusores, conductos de aire y válvulas. La velocidad de circulación del aire varía desde 6 m/s en conductos de pequeño diámetro (100 mm) hasta 33 m/s en conductos de gran tamaño (1520 mm). Las pérdidas de carga en los conductos son, generalmente, del orden de 100 a 200 mm de columna de agua, mientras que las pérdidas en difusores oscilan entre 400 y 500 mm. Las pérdidas globales son del orden del 25% de la profundidad a que se dispone el difusor.

De forma aproximada, el coeficiente de rozamiento para tuberías de acero transportando aire puede tomarse:

$$f = 0.029 \frac{D^{0.027}}{Q^{0.048}}$$

donde:

D = diámetro del conducto en metros

Q = caudal de aire en m³/min.

La pérdida de carga en tramos rectos de conducto se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$H = f \frac{L}{D} h_v$$

donde:

H = pérdida de carga en milímetros.

L = Longitud del conducto en metros

D = diámetro del conducto en metros

h_v = altura cinética en milímetros.

Otro sistema de cálculo utiliza la expresión:

$$H = 9.82 \times 10^{-8} \frac{f L T Q^2}{P D^5}$$

donde:

T = temperatura, en °K.

P = presión en atmósferas

y el resto de los términos tienen la misma significación anteriormente indicada. La temperatura absoluta puede estimarse a partir de la elevación de la presión según:

$$T_2 = T_1 (P_2/P_1)^{0.283}$$

Las piezas especiales y accesorios de los sistemas de distribución, pueden convertirse en longitud equivalente de conducto por medio de la siguiente fórmula:

$$L = 55.4 CD^{1.2}$$

donde:

- L = longitud equivalente, en metros
- D = diámetro del conducto, en metros
- C = factor dado por la siguiente tabla.

Factores de resistencia de piezas especiales

Pieza especial	C
Válvula de compuerta	0.25
Codo de gran radio o pieza en T	0.33
Codo de radio medio o pieza en T con red. de 25%	0.42
Codo normalizado o T con reducción de 50%	0.67
Válvula de codo	0.90
T en salida lateral	1.33
Válvula esférica	2.00

Los compresores para los sistemas de aereación con difusores pueden ser rotativos, de desplazamiento positivo, o de tipo centrífugo dependiendo de las condiciones específicas de aplicación. Para presiones entre 0.5 y - 0.7 kg/cm² y caudales superiores a 15 m³/min, es preferible utilizar soplantes centrífugas, especialmente porque el caudal puede variarse por variación de la apertura de la válvula en el conducto de admisión. Sin embargo, esta operación no es recomendable cuando se practica en la

conducción de descarga ya que puede dar lugar a fenómenos pulsatorios.

El estrangulamiento de la admisión disminuye el caudal de descarga en vez de aumentar la presión.

Los compresores rotativos de desplazamiento positivo se utilizan, principalmente, en plantas pequeñas en donde el caudal de aire es bajo. El caudal de descarga de estas máquinas, solamente puede modificarse variando su velocidad de giro, lo cual es una desventaja. Se emplean para presiones entre 0.4 y 0.5 kg/cm² y caudales inferiores a 15 m³/min. Con este tipo de máquinas no debe estrangularse el conducto de descarga ya que ello puede dar lugar a sobrecalentamientos y sobrepresiones que pueden dañarlas.

En muchos casos, la presión necesaria (generalmente del orden de 6.00 m. de columna de agua) puede conseguirse por medio de compresores centrífugos de una sola etapa.

Cuando se precisan mayores presiones, se pueden emplear compresores de etapas múltiples que son capaces de proporcionar hasta 28 m. de columna de agua.

La potencia de los compresores puede estimarse a partir del caudal de aire, presiones de admisión y salida y temperatura del aire, por medio de la siguiente ecuación:

$$P = \frac{wRT_1}{8.41e} \left(\left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{0.283} - 1 \right)$$

donde:

P = potencia, en kW.

W = flujo de masa del aire, en kg/s

R = constante de los gases (8.314)

T = temperatura absoluta de entrada, en °K.

P₁ = presión absoluta en la entrada, en atm

P₂ = presión absoluta en la salida, en atm

e = eficiencia de la máquina (entre 70 y 80%).

I. 7. CLORACION.

La desinfección de las aguas y aguas residuales, es decir, la destrucción de organismos patógenos, se logra a través de medios físicos y químicos; la desinfección química -- ofrece mayores posibilidades de éxito que la desinfección -- física.

La cloración del agua conduce a una erradicación substancial de las enfermedades hídricas a un costo pequeño en equipo, materiales y personal.

En las plantas de tratamiento, el cloro para desinfección se puede agregar al agua cruda (precloración), al agua tratada parcialmente, o bien, al agua terminada (postcloración). El agua se puede clorar más de una vez dentro de la planta de tratamiento y posteriormente.

Reacciones del cloro en las aguas negras.

Para determinar en qué etapas del proceso de tratamiento debe aplicarse el cloro y en qué cantidad para lograr el propósito que se desee, se necesita saber cuáles son los efectos que produce al agregarlo a las aguas negras.

El cloro es una sustancia sumamente activa que reacciona con muchos compuestos, dando productos muy diversos. Si se agrega una pequeña cantidad de cloro a las aguas negras, se consumirá al reaccionar rápidamente con sustancias como el ácido sulfhídrico y el hierro ferroso. En estas condiciones, no se logra ninguna desinfección; Si se agrega suficiente cloro para reaccionar con todas estas sustancias, que se conocen como compuestos reductores, entonces otro poco más de cloro que se agregue reaccionará con la materia orgánica presente y formará compuestos orgánicos clorados, los cuales tienen una ligera acción desinfectante.

Añadiendo el cloro suficiente para reaccionar con todos los compuestos reductores y la materia orgánica, entonces la adición de algo más de cloro actuará sobre el amoníaco, u otros compuestos nitrogenados, produciendo cloraminas u otras combinaciones del cloro que tienen acción desinfectante.

No se conoce el mecanismo exacto de esta acción desinfectante; según ciertas teorías, el cloro ejerce una acción directa contra la célula bacteriana, destruyéndola. Una teoría más reciente admite que el cloro, debido a su carácter tóxico, inactiva a las enzimas de las cuales dependen los microorganismos para la utilización de sus alimentos, lo cual da por resultado que los organismos mueran de inanición.

Desde el punto de vista del tratamiento de las aguas negras, es mucho menos importante el mecanismo de la acción del cloro que sus efectos como agente desinfectante.

El monto de las substancias reductoras, tanto orgánicas como inorgánicas, varía tanto, que la cantidad de cloro que tiene que agregarse a las aguas negras para diversos propósitos, resulta también muy variable. El cloro que consume esas substancias reductoras orgánicas e inorgánicas se define como demanda de cloro; y es igual a la cantidad que se agrega, menos la que permanece como cloro combinado después de un cierto tiempo que generalmente es de 15 minutos. La cantidad que queda después de satisfacer la demanda de cloro es la que lleva a cabo la desinfección; esta cantidad de cloro en exceso sobre la demanda de cloro, se define como cloro residual.

PROPOSITOS DE LA CLORACION

El cloro se agrega a las aguas negras para muy diversos propósitos, entre los cuales se incluyen:

- 1) Desinfección
- 2) Prevención de la descomposición de las aguas
- 3) Mejoras en la operación de la planta
- 4) Disminución de la demanda bioquímica oxígeno

1) **Desinfección.** Ninguno de los métodos primario o secundario de tratamiento de aguas negras puede eliminar completamente de ellas a las bacterias patógenas que siempre están presentes potencialmente.

Cuando las aguas negras o los efluentes de sus tratamientos se descargan en masas de agua que van a usarse o que pueden ser usadas como fuente de abastecimiento público, o para propósitos recreativos, se requiere un tratamiento para destruir los organismos patógenos, a fin de que sean mínimos los peligros para la salud debidos a la contaminación de tales aguas receptoras; tal tratamiento se conoce como desinfección.

La cloración para desinfección requiere que esencialmente sean destruidos todos los organismos patógenos en el efluente de una planta de aguas negras. Incidentalmente se destruyen también muchos organismos saprófitos, pero no todos; no se intenta esterilizar las aguas negras, pues la esterilización es la destrucción de todos los organismos vivos, lo cual no es solamente superfluo, sino poco práctico.

En algunos casos, cuando a la cloración sigue otro tratamiento que depende de la actividad de los saprófitos, ésto resulta perjudicial. Afortunadamente, los organismos patógenos son menos resistentes al cloro que la mayoría de los saprófitos y por ello puede efectuarse la desinfección sin esterilización.

No se cree que la cloración, tal como se practica generalmente en el tratamiento de las aguas negras, sea eficaz para inactivar todos los virus entéricos (intestinales) que pueden presentarse en las aguas negras.

Para lograr una desinfección, debe agregarse el cloro necesario para satisfacer la demanda de cloro y dejar un cloro residual que destruya a las bacterias; se necesita equipo especial de laboratorio para medir la destrucción de las bacterias y las pruebas requieren de varios días para su ejecución.

Por esta razón los exámenes bacteriológicos no son prácticos para llevar el control diario de la aplicación del cloro. Los experimentos de laboratorio y la experiencia real en las plantas han demostrado que si se agrega a las aguas negras el cloro suficiente para que a los 15 minutos de agregado quede una concentración de cloro residual de 0.5 ppm se logra la desinfección.

Esto es similar a cualquier acción tóxica; debe haber una cierta concentración del material tóxico que actúe durante un determinado período de tiempo. Una pequeña concentración que actúe durante un largo período de tiempo, tendrá el mismo efecto que una gran concentración que actúe durante un período corto.

Así, la desinfección de las aguas negras, consiste en la adición de cloro suficiente para dejar 0.5 ppm de cloro residual a los 15 minutos de su aplicación. Por lo tanto, el control práctico de la cloración para desinfección, consiste en medir el cloro residual por medio de la prueba de la ortotolidina; en esta forma, los resultados pueden obtenerse en pocos minutos y ajustarse los aparatos a una velocidad de alimentación adecuada.

La desinfección debe ser un proceso continuo, pues sería peligroso descargar efluente sin tratar, aun durante un corto período de tiempo. El tiempo de aplicación del cloro debe localizarse en un lugar en donde el cloro que se añada pueda mezclarse rápidamente con toda la corriente de aguas negras y de manera que pueda sostenerse dicha mezcla durante un mínimo de 15 minutos, antes de descargarse en la corriente receptora.

Cuando la descarga esté lo suficientemente retirada para que el efluente tarde cuando menos 15 minutos para fluir desde la planta hasta la corriente, se puede clorar el efluente al salir de la planta; en este caso el control se hace midiendo el cloro residual de las aguas negras al final del conducto de descarga. Muchas veces, el extremo final del conducto queda bajo el nivel del agua o a una distancia inconveniente,

siendo aconsejable en estos casos, tomar la muestra de las aguas negras cloradas en un sitio en donde se tenga la certeza de que el cloro se ha mezclado completamente con las aguas negras y entonces conservar la muestra durante 15 minutos, antes de determinar en ella el cloro residual.

Si el cloro residual es mayor o menor de 0.5 ppm, la alimentación de cloro se disminuye o incrementa hasta que se obtenga el cloro residual adecuado. Como la demanda de cloro de las aguas negras, varía durante el día, también tiene que variar la alimentación de cloro que se requiere para sostener un cloro residual de 0.5 ppm.

En una planta pequeña de aguas negras (menos de 4,000 metros cúbicos diarios), el operador no tiene tiempo para comprobar con frecuencia la velocidad de alimentación del cloro. Entonces, la alimentación de cloro se ajusta solamente una vez al día, de manera que se obtenga el cloro residual deseado al máximo gasto, lo cual coincide generalmente con el momento en que sea máxima también la demanda de cloro, que en la mayoría de las plantas ocurre cerca de las 10:00 a.m. Así, durante todo el día será mayor de 0.5 ppm. el cloro residual, y aunque esto significa que se está desperdiciando cloro, el operador tiene la seguridad en la desinfección.

En muchas de las plantas más grandes existen mecanismos que ajustan automáticamente la dosificación de cloro - en razón proporcional al gasto de aguas negras, de manera que se requiere solamente un ajuste manual cuando cambia la demanda de cloro.

Cuando el conducto de descarga no proporcione un tiempo de retención de 15 minutos a gasto máximo, a la mayor velocidad de bombeo, ó 30 minutos a un gasto promedio, se construye un tanque para el contacto con el cloro y se diseña de manera que tal contacto sea de 15 minutos. En este caso, el cloro se aplica al influente del tanque de contacto y el cloro residual se mide en el efluente.

Cuando solamente se da un tratamiento primario, es práctica común el usar el tanque de sedimentación como cámara de contacto y clorar el influente. Esto tiene la ventaja adicional de lograr todos los beneficios operatorios de la precloración, pero no debe olvidarse que el objeto primario es la desinfección y que la cloración debe ser suficiente para dejar cloro residual en el efluente.

Algunas veces se hace algo similar en el tratamiento secundario, en donde se hace la cloración, previa a la sedimentación en el clarificador final, para que tenga el tiempo de contacto necesario.

Siendo el objeto de la desinfección la destrucción de -- bacterias patógenas, la medida definitiva de su eficacia será el resultado del examen bacteriológico. La medición del cloro residual constituye un medio práctico de control. Si el valor del cloro residual que es eficaz en la mayoría de las plantas de aguas negras, no produce una mortalidad bacteriológica satisfactoria en una cierta planta, entonces debe determinarse el cloro residual que lo logre y usarse como base del control en dicha planta. Es decir, el valor del cloro residual de -- 0.5 ppm. que generalmente es eficaz, no es una norma estricta sino solamente una guía que puede cambiarse para satisfacer -- los requerimientos locales.

Generalmente se observa que en unas aguas negras domésticas de composición media, las siguientes dosificaciones de -- cloro son suficientes para producir un cloro residual adecuado para la desinfección:

Tipo de tratamiento.	Dosificación
Efluente-tratamiento primario	20-25 ppm. (o mg/l)
Efluente-filtros goteadores	15 ppm. (o mg/l)
Efluente-planta de lodos activados	8 ppm. (o mg/l)
Efluente-filtros de arena	6 ppm. (o mg/l)

2) Prevención de la descomposición de las aguas negras.

a) Control de olores: La descomposición de las aguas negras se inicia en las alcantarillas y llega a ser molesto sólo después de verificada la descomposición anaeróbica; el grado de putrefacción que se alcanza está relacionado con el tiempo que permanecen las aguas negras en las alcantarillas, lo cual depende a su vez, de la longitud y pendiente de las mismas.

Por lo tanto, los problemas de olor surgen donde las alcantarillas son largas o donde se requiere colectar las aguas negras en fosos de bombeo para después bombearlas a una planta de tratamiento. Hay muy pocos lugares donde las alcantarillas sean tan largas que ocurra la putrefacción a tal grado que se desprendan olores ofensivos de ellas, antes de que las aguas negras lleguen a la planta de tratamiento; en ese caso es posible clorar las aguas negras por un pozo de visita en un colector principal. La cantidad de cloro que se requiere, varía de acuerdo con el tiempo que tenga que retardarse la descomposición de las aguas negras.

No es necesario agregar el cloro suficiente para satisfacer la demanda de cloro, sino solamente el suficiente para eliminar el olor y hacer que sea más lenta la descomposición bacteriana; en esta forma no se deja ningún cloro residual.

Generalmente son suficientes las dosis de cuatro a seis ppm, para controlar los olores; el cloro puede aplicarse en la alcantarilla, antes de que llegue a la planta, en las líneas de distribución, en los pozos de succión de las bombas, en la cámara de cribas, en los desarenadores, en el influente de los filtros goteadores, en los tanques de sedimentación o en cualquier lugar en que haya un problema de olor por aguas negras.

La practica común consiste en empezar con una dosis de cloro relativamente alta (10 ppm), para controlar rápidamente los olores y disminuir gradualmente la dosificación durante un tiempo adecuado que permita determinar la dosis mínima que satisfaga las condiciones locales.

Casi siempre se producen olores ofensivos en las estaciones de bombeo; la cloración de las aguas negras, a medida que llegan

al foso de bombeo, es eficaz como medida preventiva; la cantidad de cloro que se requiere varía de acuerdo con las circunstancias, pero es menor de la que se requiere para producir cloro residual. Generalmente es de un 50 por ciento de la demanda de cloro, o de 3 a 6 kg. por cada mil metros cúbicos, o sean 3 a 6 ppm.; pero la dosis mínima eficaz debe determinarse por tanteos en cada instalación.

Otro fenómeno que ocurre comúnmente es el que las aguas negras lleguen sépticas a la planta de tratamiento, dando origen a olores; para prevenir el desprendimiento de olores desagradables durante el tratamiento, se practica la cloración del influente de los tanques de sedimentación primaria; a esto se le llama precloración; si la cloración se hace únicamente para controlar los olores y no para desinfectar, no necesita agregarse la cantidad suficiente para producir cloro residual. Generalmente se aplica una dosis para destruir todas las sustancias reductoras y hacer disminuir así la velocidad de descomposición; la magnitud de la dosis depende en gran parte de lo avanzado de la putrefacción antes de que las aguas negras hayan llegado a la planta.

Cuando la putrefacción haya progresado mucho, la dosis de cloro puede ser igual o mayor de la que sería necesaria para producir cloro residual si las aguas negras fueran frescas.

Pueden presentarse situaciones similares cuando las aguas negras llegan frescas a la planta, pero se vuelven sépticas durante el tratamiento; esto ocurre con frecuencia en una planta nueva en la que el gasto inicial de aguas negras es mucho menor que el de diseño y se prolonga mucho el período de retención en los tanques primarios. También en estos casos se usa la precloración del influente de los tanques para demorar la putrefacción y sus olores; siendo mucho menor la dosificación de cloro que la que se requeriría si las aguas negras fueran sépticas. El contenido en sustancias reductoras de las aguas negras será bajo y una dosificación de dos o cinco ppm de cloro podrá ser suficiente para -

evitar los olores. Cuando solamente se lleva a cabo un tratamiento primario, es frecuente que se combinen la prevención del olor y la desinfección, y la dosis de precloración es suficiente para obtener un cloro residual desinfectante.

b) Protección de las estructuras de la planta: La descomposición de las aguas negras puede llegar hasta la producción de ácido sulfhídrico, pero por los sitios en que se localiza, -- así como por su baja concentración, los olores no constituyen un problema. Si esto ocurre en una estación de bombeo, -- en las alcantarillas interceptoras o en la planta de tratamiento, puede ocasionar una seria corrosión. El remedio es el mismo que para el control de los olores: una cloración -- suficiente para prevenir la formación de ácido sulfhídrico o para destruirlo si ya se ha formado. Los puntos de aplicación son también los mismos; pero la cantidad de cloro suele ser menor, ya que solamente de trata de controlar el ácido -- sulfhídrico.

La dosis de cloro puede determinarse por tanteo, procurando emplear la menor cantidad posible de cloro que baste -- para resolver el problema local.

Puede no ser necesario destruir todo el ácido sulfhídrico, sino solamente disminuir su concentración hasta una o dos ppm, de modo que la cantidad que se desprenda sea mínima. La acción corrosiva del ácido sulfhídrico daña y debilita -- las estructuras, lo que obliga a paralizar la planta para su reparación.

c) Espesamiento de lodos: El exceso de lodos activados o los -- lodos propios de las aguas negras que entran a la planta, -- pueden ser concentrados en tanques de retención o en espesadores, antes de bombearse al digestor.

Parece ser que manteniéndose un cloro residual de 1.0 -- mg. por litro en el líquido sobrenadante del concentrador, -- se impide que los lodos se vuelvan sépticos durante el período de retención.

El cloro se aplica a los lodos de alimentación para que se ponga en contacto con todo el contenido del tanque.

3) Mejoras en la operación de la planta. a) Sedimentación: La precloración del influente de un tanque de sedimentación, rara vez se practica para obtener una mejor sedimentación. Generalmente ese beneficio va ligado al uso de la precloración para lograr algún otro propósito; sin embargo, cuando se puede escoger el punto de aplicación del cloro, conviene tener presente que por regla general se logra una mejor sedimentación y se obtienen lodos más pesados cuando se practica la cloración en el influente.

b) Filtros goteadores: Los olores molestos que se desprenden durante la distribución de las aguas negras sobre un filtro goteador, se controlan generalmente por precloración del influente del tanque primario. Cuando esto no se puede hacer, los olores se pueden controlar practicando la cloración en el tanque dosificador.

La dosis que se usa no es suficiente para producir un cloro residual, sino solamente para destruir los olores. Una cloración que produzca cloro residual menor de 0.5 ppm. no interfiere con la actividad de los organismos vivos y por ende no afecta la purificación que se obtiene mediante la operación de un filtro goteador.

Cuando el estancamiento de los filtros es ocasionado por un excesivo desarrollo de organismos filamentosos, puede recurrirse a la cloración continua del influente del filtro para su control.

Si el estancamiento lo produce una sobrecarga, la cloración será benéfica por el momento, pero no será un remedio. Es evidente que si el estancamiento se debe al material fino proveniente de la desintegración de piedras, la cloración no hará ningún beneficio.

La cloración se continúa hasta que el filtro funciona correctamente; puede haber alguna deficiencia en la purificación que se lleva a cabo en los filtros durante la cloración; en consecuencia, cuando los filtros ya trabajen nor--

malmente debe suspenderse la cloración.

En algunas instalaciones se requiere clorar durante dos semanas al mes, en la época calurosa, para mantener los filtros en buen funcionamiento, y en otras instalaciones se -- practica la cloración continua.

c) Abultamiento de los lodos activados: Cuando el abultamiento de los lodos activados es causado por una sobrecarga, se ha logrado cierto éxito mediante una precloración para disminuir la carga en el proceso de aeración. Se acostumbra --- hacer la precloración del influente del tanque primario, de modo que se obtenga un cloro residual de alrededor de 0.1 -- ppm. en el efluente de dicho tanque.

Se logra un control mucho mejor por cloración de los -- lodos activados que se recirculen. El punto de aplicación, en este último caso, debe localizarse donde los lodos de recirculación permanezcan en contacto con la solución de cloro durante un minuto aproximadamente, antes de que estos lodos se mezclen con el influente del aereador.

La dosificación del cloro varía de acuerdo con las variaciones del índice volumétrico de los lodos, y puede calcularse como sigue:

$$I.V.L. (F) (W) (0.00001) = \text{kg de cloro por día}$$

Donde:

I.V.L. = Índice volumétrico de los lodos.

F = Lodos recirculados en mld.

W = Sólidos suspendidos en los lodos recirculados, en ppm.

Por regla general, la cloración de los lodos abultados hará disminuir el índice volumétrico de los lodos, pudiendo ir entonces disminuyendo la dosificación hasta que se corrija el abultamiento.

En algunas plantas, la cloración intermitente mantiene un bajo índice volumétrico de los lodos; en otras se ha comprobado que es más satisfactoria la cloración de los lodos recirculados. Lo normal es que cuando se inicia la cloración de los lodos recirculados, aumenta la turbiedad del efluente de la planta, pero después de unos cuantos días de operación disminuye otra vez hasta su condición normal.

d) Espumamiento en un tanque Imhoff: La adición continua de 3 a 15 mg. por litro, de cloro, a las aguas negras crudas que entran a un tanque Imhoff, se ha usado ocasionalmente como auxiliar en el control del espumamiento.

4) Disminución de la demanda bioquímica de oxígeno.

Una cloración de las aguas negras crudas, que produzca un cloro residual de 0.2 a 0.5 ppm. después de 15 minutos de contacto, puede hacer que disminuya en 15 a 35 por ciento la DBO de las aguas negras.

Cuando se sobrecargan las unidades de una planta, se usa la cloración para disminuir la carga, hasta que se pueda disponer de medios para un tratamiento adicional, pues el uso de cloro para disminuir la DBO no resulta económico.

El cloro se usa también cuando la carga es intermitente como sucede cuando se recirculan los líquidos sobrenadantes de los digestores y cuando una planta recibe descargas intermitentes de desechos industriales.

Ocasionalmente se clora el efluente de una planta hasta lograr cloro residual, para demorar o disminuir la carga de DBO en las aguas receptoras, durante los cortos períodos en que la corriente sea demasiado escasa.

OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LOS CLORADORES

a) Tipos de equipo:

Cloradores para alimentación directa del gas seco.

Se usan para aplicar el cloro gaseoso seco a las aguas negras. Solamente se emplean donde no se dispone de agua a presión; se requiere especial cuidado para seleccionar el punto de aplicación.

Cloradores para alimentación de solución de cloro.

El cloro gaseoso se alimenta en solución, la cual se mezcla con un suministro auxiliar de agua y esta mezcla se aplica a las aguas negras que se van a tratar. Deben preferirse cloradores de tipo de vacío.

Cloradores de celda electrolítica.

El cloro se genera en el punto de aplicación; estos cloradores son para aplicaciones especiales. De muy poco valor práctico en las plantas.

Hipocloradores-emplean compuestos de cloro.

Para flujos relativamente bajos, o para usarse intermitentemente, continuamente o en emergencias. Pueden ser accionados eléctricamente o por medio de los medidores de agua, así como por gravedad o desplazamiento.

Todos los cloradores deben instalarse para poder funcionar continuamente sin dificultad.

b) Tipos de control para cloradores:

Manual

La velocidad de alimentación se regula a mano. Solamente es adecuado este control en aquellos puntos donde el flujo de aguas negras por tratar sea constante o se regule manualmente en el momento que se efectúe la alimentación.

Semiautomático	La alimentación se inicia o suspende automáticamente por controles -- eléctricos o hidráulicos.
Totalmente automático.	Regulación por medio del regulador_ de gasto, con desplazamiento proporcional.

c) Selección del punto de cloración, esta debe basarse en:

1. Presión moderada en el punto de cloración.
2. Variaciones mínimas de gastos (capacidad del clorador y límites de la misma).
3. Los mejores recursos para garantizar una dispersión rápida y completa del cloro, a través de todas las -- aguas negras que se traten.
4. Accesibilidad para inspeccionar el equipo de cloración.
5. Mínimos daños causados por altas dosis de cloro residual.
6. Disponibilidad de local adecuadamente calentado, abastecimiento de agua y almacén para los cilindros.
7. Energía eléctrica disponible; energía auxiliar.

d) Características de importancia en la instalación:

1. Los cloradores deben situarse cerca del punto de aplicación.
2. Es preferible disponer de local separado para los cloradores.
3. Espacio amplio para trabajar alrededor del equipo y espacio para almacenar las refacciones.
4. No es aconsejable descargar más de 18 kg de cloro de cualquier cilindro, en un período de 24 horas por el peligro de que el cloro se congele y disminuya su flujo. Si se necesita más cloro, se conectan en paralelo dos o más tanques. En los tanques de cloro de una tonelada de capacidad, el límite de descarga del cloro es de unos 180 kg. diarios.

5. Iluminación adecuada.
6. Ventilación adecuada. La ventilación continua es deseable, para eliminar el cloro gaseoso que escape. Conviene disponer ventilación forzada, para eliminar el gas si se presenta una fuga de -- consideración. El sistema de ventilación o la entrada de la misma, deben estar cerca del piso.
7. Manejo y almacenamiento adecuado de los recipientes de cloro. Es peligroso y costoso manejar los cilindros hacia arriba y hacia abajo, de un piso a otro, y a través de puertas o corredores estrechos.
8. Se requiere de medición y control adecuados de - la dosificación de cloro. Son más convenientes_ las básculas y los registradores de pérdida de - peso, para la verificación continua y registro - de la continuidad de la cloración.

e) Continuidad de la cloración:

Cuando la cloración se practica para la desinfección, es necesario que sea continua. Por consiguiente, hay que hacer - los arreglos necesarios para que la cloración funcione durante los 1,440 minutos del día.

Para asegurar que la cloración sea continua, las líneas_ del cloro gaseoso de los cilindros deben alimentar a un dis--tribuidor que permita el cambio de los cilindros sin inte--rrumpir la alimentación del gas. Debe disponerse de unidades_ duplicadas o de un hipoclorador para emergencias; tener a mano una existencia adecuada de partes de repuesto, así como un número apropiado de cilindros conectados al distribuidor para que el gas se suministre a la velocidad máxima. La cantidad - máxima de cloro alimentada por un cilindro de 45 ó 68 kilogra_ mos, nunca debe exceder de 18 kilogramos por día.

f) Recipientes de cloro:

1. Capacidad, manejo y almacenamiento.

Cilindros: 45 kg; 68 kg y una tonelada.

Los cilindros no explotan cuando se manejan.

Los cilindros deben estar provistos de cápsula protectora de válvula de descarga.

La presión de los cilindros varía con la temperatura.

El cloro líquido ocupa aproximadamente el 80 por ciento del volumen del tanque.

Los cilindros de cloro pueden manejarse con completa seguridad.

Cuando se usan cilindros grandes es conveniente contar con un dispositivo especial para su manejo.

Los cilindros pueden hacerse rodar en posición vertical.

Los cilindros deben almacenarse a temperaturas superiores a los 10° C. y mantenerse lejos del calor directo, como el producido por las líneas de vapor, los radiadores, etc.

Los recipientes de una tonelada pueden almacenarse en posición horizontal.

2. Medidas de seguridad.

A. Manténganse los cilindros lejos del calor excesivo.

B. Manéjense de manera que no haya peligro de caída.

C. Síganse las instrucciones del fabricante, relativas al cuidado y operación de las válvulas.

D. Repárense inmediatamente las fugas; localícense por medio de amoníaco y no por el olfato.

E. Ténganse las máscaras de gas listas para su uso inmediato, pero fuera de la sala de cloración, y úsen se.

F. Téngase a la mano el equipo de primeros auxilios y téngase la seguridad de que los operarios estén instruidos adecuadamente sobre lo que se debe hacer -- con las personas atacadas por el gas.

OTROS USOS DEL CLORO

Entre los usos del cloro diferentes a los de la desinfección se encuentran los siguientes:

1. Destrucción o control de crecimientos indeseables de algas y organismos relacionados, en aguas y aguas residuales.
2. Destrucción y prevención del crecimiento de bacterias que fijan al hierro y forman cienos en las líneas de tubería y otros conductos de agua, así como también de bacterias formadoras de limo en las alcantarillas y plantas de tratamiento de aguas residuales. El cloro libre puede controlar el crecimiento de moluscos de agua dulce en los conductos.
3. Destrucción de las moscas de los filtros (*Psychoda*) y de los crecimientos estacionarios de limos sobre los filtros percoladores.
4. Mejoramiento de la coagulación de las aguas y aguas residuales
5. Control de olores en aguas y aguas residuales.
6. Estabilización de los lodos de tanques de sedimentación en plantas de purificación de agua. Control de olores asociados al tratamiento de los lodos, incluyendo su secado.
7. Prevención de condiciones anaeróbicas en sistemas de alcantarillado y en plantas de tratamiento de aguas residuales, demorando o reduciendo la descomposición
8. Conversión de los cianuros a cianatos, como el NaOCN , en residuos industriales alcalinos.
9. Destrucción del ácido sulfhídrico en el agua y aguas residuales, y la protección para el concreto, mortero y pintura contra la acción corrosiva de este gas.
10. Reducción de los requerimientos inmediatos de oxígeno de los lodos activados retornados y del licor de los digestores dentro de las plantas de tratamiento.

11. Reducción o demora de la DBO de las aguas residuales descargadas en aguas receptoras.
12. Preparación en las plantas, de cloruro ferroso clorado, el cual es un coagulante útil.

I.8. TRATAMIENTO DE LOS LODOS.

El conjunto de sólidos suspendidos que entran a una planta depuradora y los sólidos generados en el tratamiento biológico, son recogidos como fangos en algún punto del proceso de tratamiento. El carácter y cantidad de los sólidos dependen hasta cierto punto, de los tratamientos primarios y secundarios empleados y, por lo tanto, la elección de estos sistemas debe girar alrededor de los problemas que se prevea puedan surgir en el tratamiento de los fangos.

Los lodos se tratan para facilitar su disposición, siendo que los diversos procesos de tratamiento tienen 2 objetivos:

1. Disminuir el volumen del material que va a ser manejado, por la eliminación de parte o de toda la porción líquida.
2. Descomponer la materia orgánica muy putrecible a compuestos orgánicos e inorgánicos, relativamente estables o inertes, de los que se pueda separar el agua con facilidad. A este procedimiento se le llama digestión con el cual se disminuye el total de sólidos.

La cantidad y composición de los lodos varían según las características de las aguas negras de donde hayan sido retirados y depende, sobre todo del proceso de tratamiento por medio del cual hayan sido obtenidos.

Los lodos obtenidos de un tanque de sedimentación simple, son esencialmente los sólidos sedimentables del agua negra -- cruda y consecuentemente se les llama lodos crudos. Estos prácticamente no han sufrido descomposición y son por lo tanto, sumamente inestables y putrecibles; estos lodos son usualmente -

de color gris, de apariencia desagradable y contienen fragmentos de desperdicios, sólidos fecales, y otros desechos - y tienen un olor nauseabundo.

Los lodos del tanque de sedimentación secundaria de un filtro goteador, consisten de materia parcialmente descompuesta; son usualmente de color café obscuro, floculentos, y de aspecto más homogéneo y tienen menos olor que los lodos crudos.

Los lodos en exceso o sobrantes separados en el proceso de los lodos activados, están también parcialmente descompuestos, son de color café dorado y floculentos y tienen un olor a tierra no desagradable.

Por otro lado, los tanques sépticos y los de doble acción, proveen lo necesario para la descomposición de los lodos dentro de la misma unidad.

El lodo de ambos tanques es negro y cuando está bien digerido por prolongado almacenamiento, no es ofensivo y tiene un olor a alquitrán caliente, hule quemado o lacre. Si son sacados de los tanques sin permanecer el tiempo adecuado, se descompondrán posteriormente produciendo olores ofensivos.

Los lodos del proceso de precipitación química, son por lo general, de color negro. El olor puede ser desagradable, pero no tanto como el de los lodos de sedimentación simple; se descomponen o digieren pero con más lentitud que los lodos de otros procesos.

La proporción de sólidos y de agua en los lodos depende de la naturaleza de los sólidos, de su procedencia, ya sea de tanques de sedimentación primaria o secundaria y de la frecuencia con que sean removidos de estos tanques.

Puede variar desde uno por ciento en lodos activados acuósos hasta un 10 por ciento o más en los crudos concentrados o en los lodos digeridos.

Es conveniente manejar lodos lo más concentrados posibles, por las siguientes razones: para economizar espacio de almacenamiento en el digestor, o para hacer que dure más el período de digestión de los sólidos; para economizar ca-

pacidad en las bombas; para que los digestores con calentamiento requieran de menores cantidades de calor; y para que disminuyan los requerimientos de calor y energía en otros tipos de tratamiento de lodos.

METODOS DE TRATAMIENTO DE LOS LODOS.

Se puede considerar como tratamiento de los lodos a -- aquellos métodos o procesos que se emplean en una planta -- hasta la disposición final de los productos del proceso de _ tratamiento; estos procesos incluyen:

1. Espesamiento.
2. Digestión con o sin calentamiento.
3. Secado sobre lecho de arena (cubierto o descubierta)
4. Acondicionamiento químico.
5. Elutriación.
6. Filtración al vacío.
7. Secado con calor.
8. Incineración
9. Oxidación húmeda.

Espesamiento. Este proceso consiste en concentrar los _ diluidos para hacerlos más densos, en tanques especiales -- diseñados para este propósito; su uso se limita principal-- mente al exceso de lodos acuosos del proceso de lodos acti-- vados, y a las plantas grandes de este tipo en las que los _ lodos se mandan directamente a los digestores, en vez de ir a los tanques primarios. También se usa para concentrar lo-- dos de los tanques primarios o una mezcla de éstos y el --- exceso de lodos activados, anterior a la digestión en gran _ escala.

El tanque espesador está equipado con paletas vertica-- les de movimiento lento, construídas como vallas de defen-- sas. Los lodos se bombean continuamente del tanque de sedi _ mentación al espesador, el cual tiene una baja velocidad de derrame, de manera que el exceso de agua se derrama y los -

sólidos de los lodos se concentran en el fondo. Se mantiene una capa de lodo en el fondo, mediante su remoción controlada, que puede ser continua y lenta.

Por este método se pueden obtener lodos con un contenido de sólidos del diez por ciento o más; esto significa que con los lodos originales del dos por ciento, se eliminaron cerca de cuatro quintas partes del agua, lográndose uno de los objetivos del tratamiento de los lodos. Esto permite el empleo de unidades de digestión más pequeñas para los sólidos de los lodos y se ahorra parte del calor que se requiere para mantener la temperatura, en los digestores que tengan calentamiento.

Digestión. El propósito de la digestión es lograr los dos objetivos de tratamiento de los lodos, o sea: una disminución en el volumen y la descomposición de la materia orgánica muy putrecible hasta formar compuestos orgánicos e inorgánicos inertes o relativamente estables; con excepción de los tanques sépticos y los de doble acción; la digestión se lleva a cabo en tanques separados que se usan únicamente para este fin.

La digestión de los lodos se lleva a cabo en ausencia de oxígeno libre, por los organismos anaerobios; por lo tanto, es una descomposición anaerobia.

La materia sólida de los lodos crudos es aproximadamente en un 70 por ciento orgánica y en un 30 por ciento inorgánica o mineral. La mayor parte del agua de los lodos de aguas negras es agua "embebida" que no se separará de los sólidos. Los organismos vivos rompen la compleja estructura molecular de estos sólidos, liberando el agua "embebida" y obteniendo oxígeno y alimento para su desarrollo.

Los microorganismos (bacterias y otras formas), atacan en primer lugar a los sólidos solubles o disueltos, como los azúcares. De estas reacciones se forman ácidos orgánicos, a veces hasta de varios miles de ppm, y gases como anhídrido carbónico y ácido sulfhídrico.

El valor del pH de los lodos, disminuye pasando de 6.8 a 5.1 ; esto se conoce como etapa de fermentación ácida y -procede con rapidez.

En seguida viene una segunda etapa que llevan a cabo -organismos a los que favorece un medio ambiente ácido, lo -cual se conoce como período de digestión ácida, durante el cual los ácidos orgánicos y los compuestos nitrogenados son atacados y licuados con mucho menor rapidez; durante esta -etapa, el valor del pH aumenta desde 5.1 hasta 6.8.

En la tercera etapa de la digestión, conocida como pe-riodo de digestión intensa, estabilización y gasificación, son atacados los materiales nitrogenados más resistentes, -como son las proteínas, los aminoácidos y otros; el conteni-do de ácidos volátiles disminuye hasta menos de 500 ppm. El valor del pH aumenta desde 6.8 hasta 7.4 ; se producen -grandes volúmenes de gases con un 65 por ciento de metano ó más. El metano es un gas inoloro, muy inflamable, que puede usarse como combustible.

Los sólidos que aún quedan, son relativamente estables o lentamente putrecibles, pudiendo disponerse de ellos sin-crear condiciones indeseables, teniendo además cierto valor en la agricultura.

La digestión puede medirse por la destrucción de la ma-teria orgánica, o por el volumen y composición de los gases que se produzcan, usando como indicador de la etapa el pH o el contenido de ácidos volátiles.

Los lodos bien digeridos tienen color negro, olor al-quitranoso no desagradable, y es necesario que siempre se -tenga una humedad adecuada.

El tipo de digestor, el tratamiento subsecuente de los lodos, la época del año, y la necesidad de espacio de alma-cenamiento para lodos crudos, son los factores que rigen --generalmente la descarga de los lodos digeridos.

Siempre es importante dejar suficientes lodos digeri-dos para sembrar los lodos crudos y mantener la digestión -balanceada y con reacción casi neutra.

En los digestores provistos de calentamiento, siempre se deja la misma cantidad de lodos digeridos, sin que importe la época del año. En los digestores sin calentamiento debe retenerse como doble cantidad de lodos digeridos - que la normal, a medida que se acerca el invierno.

Normalmente es razonable dejar unos 120 cm. de lodos digeridos, sobre el nivel de la tolva de descarga. La descarga de cantidades adecuadas a intervalos regulares es mejor que grandes descargas, porque se llega a sobrecargar - el digestor y esto agrava generalmente el problema descomponiéndose el equilibrio de la reacción.

Normalmente sólo se deben descargar lodos bien digeridos; las franjas de color café claro, que destacan sobre el color oscuro de los lodos bien digeridos, son señales de que se está descargando material sin digerir.

Lechos secadores de arena. El lecho secador de arena es un dispositivo que elimina una cantidad de agua suficiente para que el resto se pueda manejar como material sólido, con un contenido de humedad inferior al 70 %.

El secado de los lodos sobre los lechos, resulta de la combinación de dos fenómenos ó factores que son el drenaje y la evaporación. Cuando se aplican los lodos el desprendimiento de los gases ocluidos y los disueltos tiende a hacer que floten los sólidos, quedando abajo una capa de licor que escurre o se drena hacia abajo a través de la arena. El escurrimiento más importante ocurre durante las primeras 12 a 18 horas, y el subsecuente secado se debe principalmente a la evaporación del agua, y a medida que ésta tiene lugar, las capas de lodo se enjutan y se agrietan en la superficie, dejando que también haya evaporación en las capas inferiores al profundizarse las grietas.

Es necesario que la profundidad de los lodos sea generalmente de 20 a 30 cm. y lo más espesos posibles; son factores que deben considerarse, la condición y humedad de los lodos que se apliquen; una capa más delgada se secará

más rápidamente permitiendo la remoción del lodo y el poder usar nuevamente el lecho. Por ejemplo: si una capa de 20 cm. se secaría en unas tres semanas, mientras que otra de 25 cm. del mismo lodo, tardaría cuatro semanas.

Es recomendable el uso de alumbre y esto puede ser importante cuando se tiene que descargar más lodo del digestor y debe haber superficie disponible en el lecho, y si esta situación es muy frecuente se deben procurar -- más lechos para los lodos.

La superficie del lecho debe mantenerse limpia y libre de todos los lodos que se hayan descargado anteriormente. No se deben descargar lodos sobre otros ya secos o parcialmente secos.

En condiciones climáticas favorables, la evaporación es más rápida en los lechos descubiertos que en los cubiertos.

Una vez que se descargarón los lodos de un digestor las tuberías de lodos deben escurrirse bién y hacer circular agua por ellos, la finalidad es de evitar los tapos en las tuberías, sino también el desarrollo de grandes presiones dentro de las mismas por los gases que produzcan los lodos que queden dentro. Hay que tener -- presente que estos gases son muy explosivos cuando estan mezclados con aire y que por lo tanto, debe evitarse encender cerillos o tener algún cigarrillo encendido al -- abrir las válvulas de lodos.

La capa de lodo con un contenido de humedad de 60 a 70 % se puede retirar con pala ó rastrillo pero si se ha dejado secar hasta el 40% pesará la mitad, y por otro lado unos lodos secos que tengan el 10% de humedad se consideran polvorientos.

La herramienta indispensable para remover el lodo es el rastrillo en forma de pala, que tenga sus dientes separados 2.5 cm. aproximadamente, porque queda adherida algo de arena en la parte inferior de la torta y even---

tualmente debe reponerse esta arena, es necesario el empleo de carretillas de mano para acarrear el lodo del lecho, para lo cual tienden tabloncillos sobre el lecho, a modo de andén para poder colocar la carretilla cerca de los trabajadores para que la distancia de traspaleo no sea grande.

En algunas plantas se emplean camiones tipo Pickup o camiones de volteo; estos últimos tienen la ventaja de que su descarga es muy rápida y la mayoría de los municipios -- los utilizan para otros fines.

Cuando se usan camiones, es conveniente tener andenes de concreto en el lecho, que sean lo suficientemente anchos para que pase la doble rodada de los camiones, pues el lecho se dañaría si se hiciese pasar a los camiones sobre la arena.

En las plantas más grandes se emplean mucho los tractores de oruga con depósitos laterales, porque pueden operar en cualquier lecho, sin importar su forma o tamaño, y sin necesidad de andenes.

Después de retirar los lodos, el lecho debe prepararse para la siguiente carga. Puede ser necesario reponer la arena que se haya perdido en limpiezas anteriores.

Cada año se pierden cerca de 2.5 cm. del lecho de arena y, por lo tanto, la capa de arena debe reponerse hasta su espesor adecuado, aproximadamente una vez cada tres años. Cualquier clase de arena limpia sirve para esto; si el lecho no se ocupa durante largos períodos, debe mantenerse libre de crecimientos excesivos de hierbas.

El considerable trabajo que implica la operación de los lechos secadores, puede evitarse por medio de lagunas de lodos; estas no son más que áreas excavadas en las que se dejan escurrir y secar los lodos digeridos, durante períodos de meses o incluso de un año ó más.

Usualmente este tipo de lagunas se excavan con bulldozers o por medio de otro equipo para remover tierra, y el material excavado se utiliza para construir bordos que contienen a los lodos.

La profundidad puede variar desde 60 cm. hasta 1.80 m. Las lagunas sirven también para llevar a cabo un secado regular de los lodos quedando otra vez en condiciones de usar se después de vaciarlos; ó dejar que se llenen y sequen para entonces nivelarlas y formar prados. También se pueden usar para almacenamiento de emergencia cuando los lechos para lodos se hayan llenado, ó cuando tenga que vaciarse el digestor para efectuar alguna reparación, y para este caso se deben tratar los lodos con algún producto químico que controle el olor, tal como la cal hidratada o clorada.

Las lagunas pueden substituir a los lechos de lodos o procurar espacio para descargas de emergencia, pero quizá resulten desagradables y hasta indeseables en el solar de una planta chica. Sin embargo, cada día son más usados, debido a que su construcción y operación es económica.

Acondicionamiento químico. La coagulación de los sólidos dispersos en los lodos, denominada acondicionamiento químico, prepara a los lodos para un mejor y más económico tratamiento ulterior con filtros al vacío o centrifugas. Se han empleado productos químicos muy variados, como el ácido sulfúrico, el sulfato de aluminio, el alumbre, la carparosa verde clorada, el sulfato ferroso, el cloruro férrico con o sin cal y otros más. El factor determinante es usualmente el costo local de los diversos productos químicos. Recientemente ha bajado el precio del cloruro férrico hasta tal punto, que es uno de los productos que más se emplean.

La adición del producto químico a los lodos, baja el valor de su pH hasta el punto que las partículas más chicas se coagulan formando otras más grandes y el agua contenida en los sólidos de los lodos se separa más fácilmente; no hay un valor óptimo de pH para los diversos lodos primarios, secundarios y digeridos, debe determinarse en cada caso por tanteos.

Los tanques para disolver las sales ácidas, como el cloruro férrico, deben recubrirse de hule o de otro material resistente a los ácidos; para acondicionar correctamente los lodos, es esencial mezclarlos íntimamente con el coagulante.

Acondicionador químico	Símbolo químico	Peso molecular.
Cloruro férrico	FeCl_3	162.2
Caparrosa clorada	FeSO_4Cl	187.4
Sulfato férrico	$\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$	399.9
Sulfato de aluminio	$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$	666.4
Cal	CaO	56.1

**Productos químicos acondicionantes comunes
para lodos de aguas residuales.**

Elutriación. Significa purificar por lavado; en el tratamiento de lodos significa extraer de los lodos, por medio de agua o efluentes de plantas de tratamiento, los compuestos amínicos o amoniacales que se encuentren en cantidades excesivas para disminuir la demanda de coagulante. Por lo tanto, se usa como un pretratamiento, antes de la coagulación con productos químicos.

Se lleva a cabo mezclando los lodos con agua o con efluente de la planta durante un período de tiempo muy corto, a menudo inferior a 20 segundos, por medio de agitación mecánica o por aire difundido.

El proceso se lleva a cabo en tanques similares a los de sedimentación, generalmente por pares, en los que los lodos y el agua de lavado entran por extremos opuestos. La tubería y los canales están dispuestos en tal forma que el agua de lavado que entra al segundo tanque ya se ha puesto en contacto con los lodos que han sido lava-

dos en el primer tanque con aguas de lavado del segundo tanque. La cantidad de agua que se requiere es el doble o triple del volúmen de lodos que se estén elutriando.

La elutriación reduce del 65 al 80 por ciento en la cantidad de productos químicos necesarios para el acondicionamiento, requiriendo poca o ninguna cal como producto acondicionador.

Filtración al vacío. El filtro al vacío que se emplea para eliminar el agua de los lodos, consta de un tambor sobre el cual descansa el medio filtrante formado por una tela de algodón, lana, nylon, dynel, fibra de vidrio o de plástico, o una malla de acero inoxidable.

El tambor, va montado en un tanque sobre su eje horizontal y sumergido aproximadamente una cuarta parte en el lodo acondicionado; las válvulas y la tubería están dispuestas de manera que, a medida que el tambor gira lentamente aplicando el vacío en el interior del medio filtrante, va extrayendo el agua de los lodos y manteniendo el lodo adherido a él.

Se continua la aplicación del vacío hasta que el tambor gira fuera del lodo hasta llegar a la atmósfera. Esto hace que el agua salga del lodo, dejando una capa o torta húmeda sobre la superficie exterior, la cual es raspada, soplada o levantada del tambor, justamente antes de que vuelva a entrar nuevamente en el tanque de lodo.

La medida común del funcionamiento de los filtros de vacío es la cantidad de kilogramos por hora, de sólidos secos, que se recogen por cada metro cuadrado de superficie filtrante.

Aunque los costos de operación, incluyendo el acondicionamiento de los lodos para la filtración al vacío, son usualmente mayores que en los lechos, la filtración tiene la ventaja de requerir mucho menor superficie, de ser independiente de las estaciones del año y de poder eliminar la necesidad de digerirlos ya que los lodos crudos pueden ser deshidratados lo suficiente para permitir su incineración.

Los detalles de operación de un filtro de vacío pueden variar un poco, según su manufactura, los productos químicos que se usen para el acondicionamiento y el tipo de lodos que se manejen.

Secado por calentamiento. Cuando los lodos van a servir para la fabricación de fertilizantes, el contenido de humedad debe disminuir hasta cerca del 10 por ciento, cifra muy inferior a la que normalmente se logra en los lechos filtrantes o por medio de la filtración al vacío.

Cuando los lodos van a ser incinerados, deben secarse hasta un punto en que puedan encenderse y quemarse. Para tal fin se emplea el secado por calentamiento. Para ello se usan comunmente cuatro unidades diferentes, a saber:

- 1) El horno secador rotatorio.
- 2) El secador instantáneo.
- 3) El secador de pulverizadores.
- 4) El horno de hogar múltiple.

El horno secador rotatorio. Es un cilindro de diámetro de 1.20 m. a 2.40 m. y de longitud desde 8 hasta 10 veces su diámetro. El cilindro gira de cuatro a ocho rpm sobre un eje inclinado; los lodos que se van a secar entran por un extremo y son acarreados hasta la descarga por gravedad, deshaciéndose y mezclándose por medio de deflectores helicoidales fijados en la pared del cilindro.

En el cilindro se introducen gases calentados de manera que los más calientes se pongan en contacto con los lodos más fríos. Los secadores rotatorios se usan generalmente para lodos deshidratados procedentes de los filtros al vacío.

La temperatura media de secado no debe pasar de 370°C; los gases que salen del secador, contienen polvos que hay que eliminar antes de descargarlos a la atmósfera.

El secador instantáneo. En este, la torta de lodos mezclada con lodos previamente secados, pasa a un molino de martillos donde las partículas de lodo se secan casi instantáneamente a medida que se dispersan y se mantienen en suspensión en una corriente de gases calientes.

Las partículas de lodo así obtenidas, pasan a un separador donde el lodo seco es separado de los gases cargados de humedad; estos lodos secos pueden quemarse o usarse como fertilizante.

El secador de pulverizadores. Consiste de una Torre caliente vertical, por la que pasa hacia abajo una corriente de gases calientes. Los lodos húmedos se asperjan dentro de esta torre. El agua de las partículas atomizadas se evapora y sale con los gases calientes, cayendo al fondo de la torre -- los sólidos secos; el polvo arrastrado por los gases calientes se aparta de ellos por medio de un separador de polvos. Como es el caso del secador instantáneo, los sólidos secos -- pueden quemarse o usarse como fertilizante.

El lodo seco del horno secador rotatorio, es granular, y contiene masas similares al clinker, que es necesario moler para su uso ulterior; pero los que resultan de los instantáneos o de pulverizadores son sueltos y adecuados para usarse como fertilizantes o para quemarse como los combustibles en polvo.

Debe tenerse cuidado en el manejo de lodos pulverizados muy secos, para que no se acumulen como polvo que después puede removerse y entrar en ignición ocasionando una explosión.

El horno de hogar múltiple. Es considerado como un secador por calor y como un incinerador, debido a que una parte de la unidad se usa para secar los lodos por medio del calor, lo cual es necesario hacer antes de incinerarlos.

El horno de hogar múltiple consta de un cilindro vertical forrado con ladrillo u otro material refractario que contiene una serie de cuatro o más hogares, uno encima de otro.

Generalmente, los lodos parcialmente deshidratados, como los de la torta de un filtro de vacío, alimentan el hogar superior y se secan parcialmente por los gases calientes que llegan de los hogares inferiores. Estos lodos se hacen bajar al siguiente hogar inferior, mediante cepillos rotatorios o rastrillos mecánicos, hasta que alcanzan tal grado de sequedad que entran en ignición y se consumen.

Incineración. La incineración de los lodos se considera muy comúnmente como un método para la disposición de éstos; sin embargo, puede considerarse como un método de tratamiento de los lodos, pues el producto final del proceso consiste en cenizas que hay que eliminar.

Hay dos tipos principales de incineradores para lodos: Los instantáneos y los de hogar múltiple. Los instantáneos se diseñan para quemar los lodos secos provenientes de los secadores instantáneos o de pulverizadores; estos son un material ligero que puede insulfarse al hogar tal como se hace con un combustible pulverizado.

En todos los tipos de incineradores, los gases de combustión deben tener y mantenerse a una temperatura de 675 y 760° C; y, hasta que queden completamente incinerados. Esto es esencial para evitar olores molestos en la descarga de la chimenea.

Todos los tipos de lodos, primarios, secundarios, - crudos o digeridos, pueden ser secados e incinerados. En todos los casos hace falta combustible adicional para iniciar la operación hasta que se haya estabilizado la combustión de los sólidos; sin embargo, en algunos lodos como es el caso de los lodos primarios, una vez iniciada la combustión, se queman sin combustible adicional.

La incineración de los lodos se va generalizando, - especialmente en las plantas grandes; tiene las ventajas de economía, supresión del olor, independencia del -

clima y la gran disminución de volumen y peso del producto final del que tiene que disponerse.

Hay un tamaño mínimo de planta de tratamiento de aguas negras, por debajo del cual la incineración no es económica, pues debe haber suficientes lodos para que se justifique el uso de equipo costoso. Una de las dificultades para operar un incinerador consiste en las variaciones del tonelaje y humedad de los lodos que se manejan.

Oxidación húmeda. En este proceso, los lodos de las aguas negras, desmenuzados al ser forzados a pasar por aberturas de 6.3 mm. se precalientan en un tanque mezclador hasta unos 82°C, y después se alimentan por medio de una bomba rotativa a una bomba de alta presión capaz de descargarlos a una tubería en la que se introduce aire a 84-126 kg por cm^2 . La mezcla caliente de aire y lodos se pasa entonces por cambiadores de calor que elevan su temperatura hasta --cerca de 204°C, antes de que la mezcla entre a un reactor vertical de flujo ascendente. Dentro del reactor, el oxígeno del aire se combina con la materia orgánica de los lodos oxidándolos hasta cenizas y liberando calor. La temperatura en el reactor se eleva hasta cerca de 260°C. El efluente --del reactor pasa por los cambiadores de calor, cediendo la mayor parte de su calor a los lodos de alimentación.

Cuando los gases calientes y el vapor se producen en cantidad suficiente, pueden utilizarse para alimentar una turbina o máquina que produzca la energía necesaria para la compresión del aire; otros productos de la oxidación húmeda de lodos son: amoníaco, ácidos volátiles y alguna DBO residual. El grado de oxidación depende principalmente de la --temperatura en el reactor.

El éxito en la operación de la oxidación húmeda depende principalmente de suministrar lodos homogéneos con un --contenido de sólidos prácticamente uniformes, así como de --mantener la más adecuada proporción entre el aire y los lodos.

Esto último puede lograrse controlando el gasto de bombeo de los lodos o el volumen de aire que descargue el compresor, para sostener una determinada cantidad de oxígeno en los gases de salida.

DISPOSICION DE LOS LODOS.

Debe darse un destino o disposición final a todos los lodos de aguas negras que se produzcan en una planta de tratamiento.

Existen 2 métodos para disponer del efluente líquido de una planta de tratamiento:

- 1) Su disposición en agua.
- 2) Su disposición en la tierra.

Esto es válido independientemente de que los lodos hayan sido tratados o no, para facilitar o permitir el método de disposición que se haya escogido.

Disposición en agua: Este método es económico, pero poco común, debido a que depende de la disponibilidad de masas de agua adecuadas que lo permitan; en algunas ciudades de la costa, los lodos se bombean a lanchones, ya sean crudos o digeridos, y se llevan mar adentro para verterlos en aguas profundas a suficiente distancia de la playa, para lograr una dilución y evitar sus malos efectos a lo largo de la playa.

Cuando se acarrean al mar, el valor de un tratamiento tal como el de concentración o espesamiento, o de digestión, depende del costo relativo del tratamiento y del ahorro por acarreo de pequeños volúmenes y del valor del gas producido por la digestión.

Disposición en la tierra: Los sistemas empleados para su disposición en la tierra son los siguientes:

- 1) Enterrado
- 2) Relleno
- 3) Aplicación como fertilizante.

Enterrado. Este método se usa principalmente para los lodos crudos en lugares donde, a no ser que se cubran con tierra, originen serias molestias por el olor.

Los lodos se llevan a zanjas de 0.60 a 0.90 m. de ancho y de unos 0.60 m. de profundidad; se cubren con 0.30 m de tierra como mínimo. Cuando se dispone de grandes superficies de terreno, el enterrado de los lodos crudos es quizá el método más económico de disponer de ellos, porque -- elimina el costo de cualquier proceso de tratamiento; sin embargo, rara vez se emplea y aun así se toma como recurso provisional debido a la superficie de terreno que se requiere.

En las zanjas pueden permanecer húmedos y mal olientes los lodos, durante años, de modo que un terreno que se ha usado una vez, no puede usarse nuevamente para el mismo propósito o para cualquier otro durante mucho tiempo.

Relleno. El empleo de los lodos como material de relleno se limita casi exclusivamente a los lodos digeridos, los cuales quedan a la intemperie sin producir molestias -- por el olor que puedan considerarse serias o extensas.

Los lodos deben estar bien digeridos y sin cantidades apreciables de lodos crudos o no digeridos, mezcladas con ellos.

Ya sea mojado o parcialmente deshidratado, se puede usar para rellenar terrenos bajos, tal como sale de los lechos de secado o de los filtros de vacío. Cuando se usan lodos mojados, la zona empleada se convierte en una laguna de lodo; cuando se usa como método de disposición, el terreno de la laguna se llena y luego se abandona.

Cuando se usa como método de tratamiento, los lodos se retiran una vez que han llegado a cierto grado de sequedad para su disposición final, y la laguna vuelve a usarse.

Las lagunas que se usan para disposición son usualmente poco hondas. Los lodos se agregan en capas sucesivas -- hasta que la laguna quede completamente llena. Resulta económico emplear lagunas para la disposición final de lodos.

digeridos, pues elimina todo proceso de deshidratación; sin embargo, solamente es utilizable en lugares donde existen zonas bajas desocupadas y disponibles en el local de la planta o a distancias razonables a donde puedan llegar los lodos por tuberías.

Como fertilizante o acondicionador de suelos. El lodo de las aguas negras contiene muchos elementos esenciales para la vida vegetal: como el nitrógeno, el fósforo, el potasio y además contiene cuando menos trazas de nutrientes menores que se consideran más o menos indispensables para el crecimiento de las plantas, como el boro, el calcio, el cobte, el hierro, el magnesio, el manganeso, el azufre y el cinc. Algunas veces se encuentran estos elementos en concentraciones tales que pueden ser perjudiciales, lo que puede ser debido a desechos industriales.

El humus del lodo, además de proporcionar alimento a los vegetales, beneficia al suelo aumentando su capacidad de retención de agua y mejorando su calidad para el cultivo, haciendo posibles labores agrícolas en suelos pesados.

Los suelos tienen necesidades variables de fertilizantes, ahora bien, los elementos esenciales para el crecimiento de las plantas se dividen en dos grupos: los que provienen del agua y del aire, sin restricción y los que se encuentran en el suelo o deban agregarse a intervalos determinados.

En el primer grupo están el hidrógeno, el oxígeno y el carbono; en el segundo grupo están el nitrógeno, el fósforo y el potasio, además de otros diversos elementos que usualmente se encuentran en cantidades suficientes en suelos de composición media que son el calcio, el magnesio, el azufre, el hierro, el manganeso y otros.

Los principales elementos fertilizantes son el nitrógeno, el fósforo y el potasio, y la cantidad que se requiere de cada uno depende del suelo, de las condiciones climatológicas y del cultivo.

El nitrógeno es indispensable para la vida de las plantas particularmente cuando se desea favorecer el desarrollo de -- las hojas. Por esto es de gran valor para fertilizar pastos, rábanos, lechugas, espinacas y apio; el nitrógeno estimula el desarrollo de las hojas y tallos.

El fósforo es esencial en muchas etapas del desarrollo de los vegetales; acelera la madurez, fortalece el desarrollo de las raíces y aumenta la resistencia a las enfermedades.

El potasio es un factor importante para el crecimiento -- vigoroso; desarrolla las partes leñosas de los tallos y las - pulpas de los frutos. Aumenta la resistencia a las enfermedades, pero retarda la madurez y además es necesario para la -- formación de clorofila.

Se cree que esparciendo los lodos digeridos en el otoño, - y dejando que se congelen durante el invierno en climas fríos, puede ser eficaz para matar organismos que producen infecciones parasitarias; sin embargo, los lodos secados por la - acción del calor, se consideran inócuos en todas condiciones, debido a la acción destructiva del calor sobre las bacterias.

Los lodos crudos primarios, a no ser que estén reforzados no son satisfactorios como acondicionadores del suelo, debido a efectos sobre el suelo y sobre los vegetales en desarrollo, y también por los riesgos para la salud.

Los lodos activados crudos, después de secados por calentamiento, se consideran como un producto derivado de los lodos, de calidad superior ya que estos lodos retienen la mayor parte de sus sólidos orgánicos y contienen más nitrógeno -- que otros lodos.

Los lodos digeridos que se obtienen en los procesos de -- tratamiento son materiales de no mucho valor pero bien de-- finido, como fuente de nitrógeno lentamente aprovechable y - de algo de fosfatos, y son comparables a los abonos de las - granjas, excepto por su deficiencia de potasio.

GASES DE LA DIGESTION DE LOS LODOS.

Los gases que se producen en la digestión de los sólidos de las aguas negras han llegado a ser el más valioso subproducto del tratamiento de las aguas negras. Por lo general, -- las plantas grandes sacan mayor partido del uso económico del gas, que las instalaciones pequeñas.

En la fase de tratamiento de lodos, cuando se pone en -- servicio un tanque de digestión, los primeros gases que resultan de la etapa de digestión ácida consisten principalmente -- en bióxido de carbono y no son combustibles. Cuando se establece y mantiene la digestión alcalina, la composición de los gases dependerá del proceso a que se hayan sometido las aguas negras y del tratamiento de los lodos, y puede ser alterada -- por desechos industriales.

Los gases combustibles (principalmente metano) representan por regla general, del 65 al 70 por ciento del volumen total, y los gases inertes (la mayor parte bióxido de carbono), del 25 al 30 por ciento.

APROVECHAMIENTO DE LOS GASES DE LOS LODOS.

Las dos principales aplicaciones de los gases de los lodos son: para calefacción y para producción de energía, o para ambas cosas. Recientemente se ha hecho uso de los gases de los lodos para agitar y mezclar el contenido de los tanques -- de digestión con el propósito de que se mejore la eficiencia del digestor manteniendo bien mezclado y homogéneo su contenido; este uso no afecta de ningún modo la combustión de los gases para producir calor o fuerza, pero si aumenta la velocidad de su producción.

Además de las aplicaciones de los gases anteriormente -- mencionadas, el valor calorífico del gas puede utilizarse para usos menores en la planta, como suministros de gas al laboratorio de esta, para los mecheros de gas y los refrigerado--res; otros usos fuera del laboratorio son; combustible para -- los motores de automóviles y camiones municipales.

La calefacción y producción de potencia en la planta se llevan a cabo por combustión del gas en un horno, en una caldera de agua caliente o vapor calentada a gas, o en un motor de gas equipado con camisa de agua o intercambiador de calor para los gases de escape.

Los usos menores de la planta se pueden cubrir mediante la combustión directa del gas bajo la presión disponible de la planta o por embotellado del gas. El gas para combustión de motores se debe embotellar bajo alta presión en recipientes de acero.

El almacenamiento para el gas se puede incluir en el diseño de los digestores, pero generalmente se prefieren guardagases separados; el sistema de captación, almacenamiento y distribución se debe mantener a presión con objeto de evitar la formación de mezclas explosivas de gas y aire.

93

CAPITULO II

PRESENTACION DEL PROBLEMA

CAPITULO II

II.1 PRESENTACION DEL PROBLEMA.

El club de golf México de San Buenaventura, Tlalpan de la ciudad de México, tiene un campo de golf con una superficie de aproximadamente 70 hectáreas y está rodeado por 400 casas propiedad de los colonos del club. Para el suministro del agua necesaria para los colonos y los servicios del club, cuenta con cuatro pozos profundos distribuidos estratégicamente.

El campo de golf requiere una lámina de riego de siete milímetros por día, necesitando aproximadamente 55 litros de agua por segundo en forma continua o bien 1,500,000 m³ por año exclusivamente para riego, de este volumen 800,000 m³/año se extraen de los pozos y el resto proviene del agua de lluvia.

Por otro lado el consumo de agua de los colonos es:

Número de casas en el fraccionamiento = 400

Promedio de personas por casa = 6

Número total de personas = 6 x 400 = 2,400

Suponiendo un consumo de 300 lts. diarios por persona:

Consumo diario de la colonia = 300 x 2,400 = 720,000

720,000 litros = 720 m³

Consumo anual de la colonia, suponiendo 11 meses

efectivos: Consumo anual = 720 x 30 x 11 = 237,600 m³

237,600 m³ ~ 200,000 m³.

La casa club consume únicamente 45,000 m³ al año.

El consumo de agua anual puede resumirse como sigue.

Campo de golf	800,000 m ³
Casa club	45,000 m ³
Colonos	<u>200,000 m³</u>

Total: 1,045,000 m³.

La mayor parte del presupuesto anual del club se gasta en el mantenimiento del campo, corte del pasto y sobretodo el picado del campo para mantenerlo siempre drenado, es decir, evitar que se formen charcos que impidan a los socios realizar el juego de golf.

a).- Agua de lluvia.

En la ciudad de México, se puede considerar como índice anual de lluvia una lámina de agua del orden de 1 m. por año en los meses de la temporada de lluvias.

Por lo tanto el volumen anual que cae sobre las 70 hectáreas del club será del orden de:

$$700,000 \text{ m}^2 \times 1 \text{ metro} = 700,000 \text{ m}^3 \text{ de agua}$$

De estos 700,000 m³, únicamente 420,000 m³ penetran -- integramente al subsuelo, a pesar de los constantes preparativos que efectúa el personal de mantenimiento del campo, y el resto se evapotranspira y escurre.

b).- Agua de riego.

Como se indicó anteriormente se utilizan 800,000 m³ de agua durante los meses del año fuera de la temporada de lluvias para mantener el pasto y las plantas en buenas condiciones.

Suponiendo conservadoramente que un 50% del agua de riego se infiltra y el resto se evapora, tenemos que 400,000 m³ se devuelven al subsuelo.

c).- Agua de los colonos.

En la colonia de casas del club no existe drenaje y -- todos los colonos tienen en sus casas fosa séptica, por lo que de los 200,000 m³ de agua que se consumen al año, ---- 150,000 m³ son devueltos integros al subsuelo, debido a que el resto se evapora.

d).- Agua de la casa club.

La casa club, consume alrededor de 45,000 m³ de agua -- como se mencionó anteriormente, estos son arrojados al río

de San Buenaventura.

Con todo lo anterior se tiene el siguiente balance:

Agua de lluvia	420,000 m ³ .
Agua de riego	400,000 m ³ .
Agua de colonos	150,000 m ³ .
	<hr/>
	970,000 m ³ .

El club inyecta este volumen al subsuelo y extrae -- 1,045,000 m³ por lo que hay año con año un volumen fal-- tante de 75,000 m³ que va a disminuir los volúmenes de - los acuíferos subterráneos.

En los últimos 6 años, los pozos han disminuido --- su rendimiento considerablemente, es decir, estos ya no -- funcionan al 100%, operando actualmente solo uno de los 4_ pozos existentes, este tiene un rendimiento de aproximada-- mente un 60%, los otros tres definitivamente ya no operan.

Así pues, debido al problema de agotamiento progresi-- vo que sufren estos pozos, se procedió, a fines de la épo-- ca de sequía del año pasado a hacer mediciones de los cau-- dales disponibles de aguas residuales en los ríos San Bue-- naventura, Nombre de Dios y las provenientes de la casa -- club, con objeto de estudiar la posibilidad de instalar -- una planta de tratamiento para substituir el agua de pozo_ destinada a riego, y así poder enriquecer los acuíferos -- subterráneos.

De acuerdo a lo anterior, los caudales disponibles en cada uno de los cauces son los siguientes:

Río San Buenaventura	1,594 m ³ /día
Río Nombre de Dios	709.4 m ³ /día
Casa Club	141.6 m ³ /día
	<hr/>
	2,445.0 m ³ /día

Dado que la Casa Club se encuentra cerrada durante los días lunes, el caudal disponible de esta fuente es despreciable por lo que el promedio real diario disponible es:

$$\begin{aligned} \text{Caudal diario disponible} & \text{--- } 2,424 \text{ m}^3/\text{día} \\ & = 28 \text{ l/seg.} = 844,760 \text{ m}^3/\text{año} \end{aligned}$$

La calidad de las aguas, en orden decreciente, es la siguiente:

- 1o. Casa Club.
- 2o. Río San Buenaventura.
- 3o. Río Nombre de Dios.

Esta última, muestra un contenido anormal alto de sodio y cloruros, lo cual indica contaminación por la descarga de alguna pequeña industria de conservas o embutidos, probablemente; y presenta además un alto porcentaje de aguas negras lo cual facilitará el tratamiento biológico.

Las tres aguas, de acuerdo con su composición actual -- son adecuadas para riego de campos de golf, si se someten a un tratamiento adecuado de purificación y desinfección.

La presencia de fosfatos en las tres aguas será benéfica, ya que estos constituyen un nutriente para las plantas. Además presenta nitrógeno en cantidades apreciables, por lo cual no requerirá la adición de sales de nitrógeno al agua con objeto de obtener un buen tratamiento biológico y ausencia de olores desagradables en los lagos y el sistema de riego. (ver tabla de la página 154)

Por lo tanto, se puede llegar a las siguientes conclusiones:

Se dispone de un caudal medio efectivo de aguas residuales bajo condiciones actuales de precipitación pluvial, durante la época de sequía, de 28 litros por segundo. Así mismo, la calidad actual de las aguas residuales provenientes de los ríos San Buenaventura y Nombre de Dios, así

como de la Casa Club, es adecuada para fines de riego de greens y fairways, así como de zonas arboladas, si se someten a un tratamiento conveniente de purificación y desinfección.

Por todo lo anterior, creo que es muy conveniente que el club instale una planta de tratamiento de aguas negras, con una capacidad de hasta 40 l/seg., con la cual se podrán tratar durante el año los 884,760 m³ de agua utilizando los drenajes del río San Buenaventura y Nombre de Dios, y 420,000 m³ provenientes del agua de lluvia, completandose así 40 litros de agua por segundo en forma continua o bien 1,300,000 m³/año que requiere el campo de golf exclusivamente para riego.

Pero debido a que no llueve continuamente durante el año, si en alguna época de este, los escurrimientos de los ríos anteriormente mencionados escasean, se deberá traer agua residual de otro colector municipal cercano o comprar agua tratada al Municipio para compensar dicho faltante.

Entonces el balance ecológico será favorable a la operación del club de Golf, y podrá resumirse como sigue:

Agua extraída.

	a) Actualmente	b) Con la Planta.
Campo de Golf	800,000 m ³	-
Casa Club	45,000 m ³	45,000 m ³
Colonos	200,000 m ³	200,000 m ³
	1,045,000 m ³	245,000 m ³

Agua inyectada. 970,000 m³ en ambos casos.

Por lo tanto:	75,000 m ³	725,000 m ³
	(saldo en contra)	(saldo a favor)

Con lo anterior, podemos observar que la planta de tratamiento alimentará única y totalmente al campo de golf, y la Casa Club y los Colonos consumirán agua de los pozos a razón de 245,000 m³. al año, como ocurría normalmente, con esto los pozos obtendrán una recarga de 725,000 m³ por año, volumen que --

hace una diferencia muy significativa entre el saldo a favor con la planta de tratamiento de aguas negras.

En la ciudad de Mexico, existen clubes que cuentan con - plantas de tratamiento de aguas negras; tal es el caso del - Club de Golf de la Ciudad de México (Club Campestre Churubug - co) Trata aguas residuales de origen doméstico e industrial - a razón de 35 litros por segundo durante tres turnos por día mediante tratamiento biológico seguido de cloración y filtra - ción, para regar una superficie de 64 hectáreas, sin requere - r complemento alguno de agua potable.

Esto equivale a un consumo diario de 0.55 litros por -- segundo por hectárea, que son almacenados durante 24 horas - en los lagos para abastecer el riego que se hace por la no - che, principalmente.

El club de Golf "La Hacienda" trata aguas negras de ori - gen doméstico, a razón de 40 litros por segundo durante dos - turnos por día, mediante tratamiento físico-químico, para -- regar una superficie de 66 hectareas, requiriendo de un com - plemento ocasional de agua potable suministrada por munici - pio, para cubrir sus necesidades.

El tratamiento consiste en almacenamiento, coagulación - con productos químicos, sedimentación, cloración y filtra - ción. El agua tratada se almacena en lagos para abastecer - al riego, que se hace por las noches principalmente.

La presente tesis se refiere a un proyecto de una plan - ta de tratamiento de aguas negras con una capacidad de ---- 40 l/seg, suficiente para el riego de los campos exclusiva - mente; y a la vez podrá servir como modelo, para instalar en el futuro, dichas plantas en nuevos Clubes de Golf.

CAPITULO III
PROYECTO DE LA PLANTA

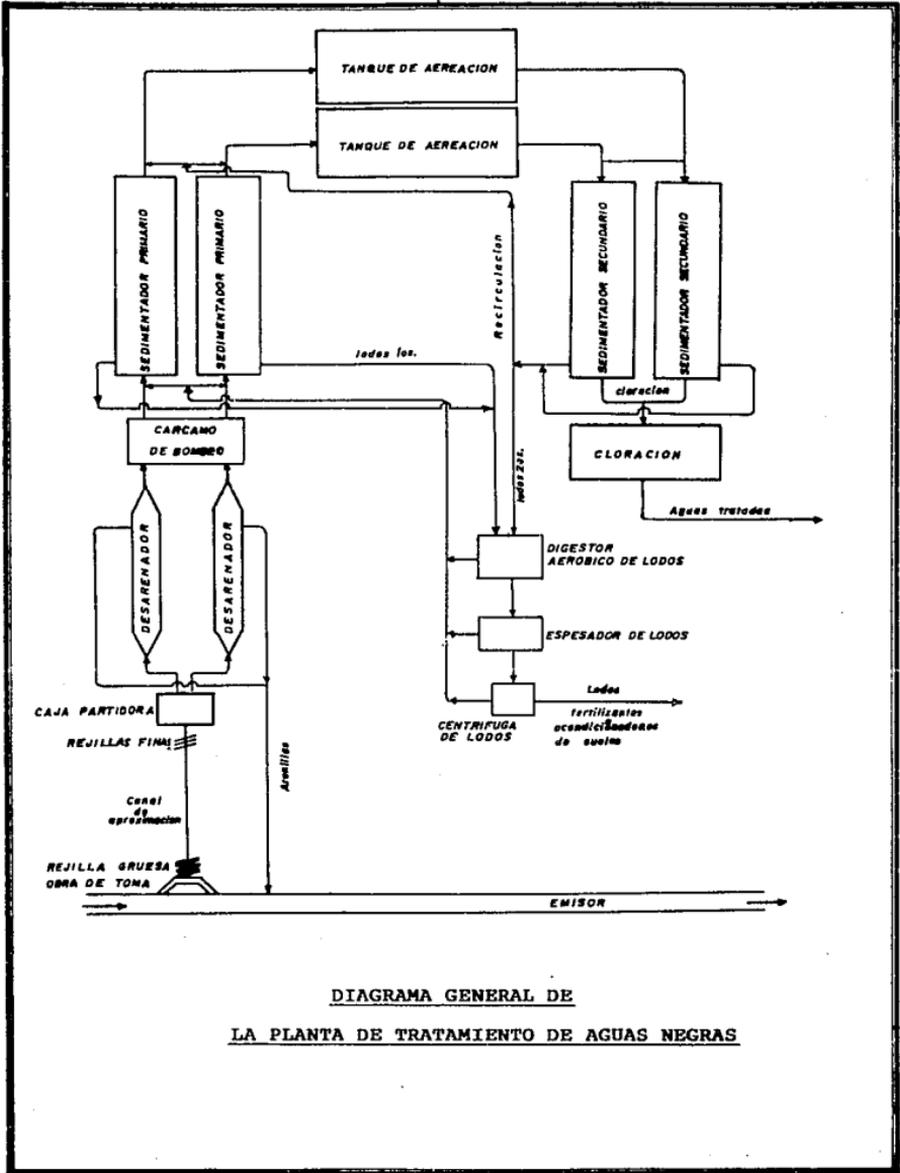


DIAGRAMA GENERAL DE
LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS

DATOS DEL PROYECTO:

El gasto máximo al cual tendrá capacidad la planta será de 40 l.p.s. y un gasto medio de 30 l.p.s., sin embargo, el gasto estará distribuido en 2 módulos idénticos de 20 litros por segundo cada uno. (1,728 m³/día)

La calidad del agua tendrá una D.B.O. S_o = 250 mg/l.

La planta operará con el proceso de lodos activados convencional, con control bacteriológico por cloración.

Los equipos que la conformarán principalmente son:

- 1) Obra de toma
- 2) Rejilla gruesa
- 3) Canal de aproximación
- 4) Rejilla fina
- 5) Caja partidora
- 6) Desarenador
- 7) Cárcamo de bombeo
- 8) Sedimentador primario
- 9) Tanque de aereación
- 10) Sedimentador secundario
- 11) Tanque de contacto de cloro
- 12) Clorador
- 13) Digestor aeróbico de lodos
- 14) Espesador de lodos
- 15) Centrífuga de lodos
- 16) Fontanería
- 17) Bombas

I. MEMORIA DE CALCULO

1) OBRA DE TOMA.

La obra de toma estará conformada por un canal rectangular de concreto y dos compuertas a la entrada y salida del mismo respectivamente, este llevará directamente parte del caudal del río al canal de aproximación.

La velocidad promedio para el diseño del canal será de 0.45 m/seg. y el caudal del río en época de secas es de 28 l/seg., sin embargo se considerará el gasto máximo de 40 l/seg.

$$Q = VA$$

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

$$A = \frac{0.040}{0.45} = 0.088 \text{ m}^2$$

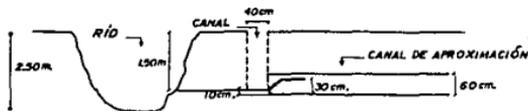
Considerando un ancho de plantilla de $b = 0.40$ m. la profundidad del canal será de:

$$h = \frac{0.088}{0.40} = 0.222 \approx 25 \text{ cm.}$$

Sin embargo la base del canal se colocará un metro más abajo del tirante máximo del río, con el fin de llevar parte o practicamente todo el caudal del río segun la época del año, pero esta altura de $h=25$ cm. servirá para determinar la altura que debe alcanzar la rejilla a la entrada del canal de aproximación.

Debido a que el canal de aproximación tiene un bordo libre de 0.30 m., la altura a la cual se deberá colocar la rejilla será de 0.30 m. tomando como referencia la base del canal de aproximación, y entonces, la profundidad del canal de obra de toma será de 1.50 m.

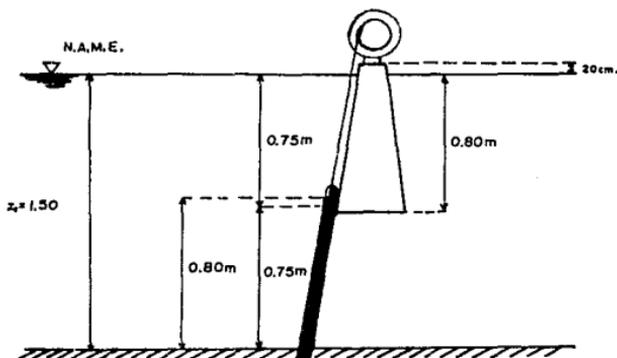
Como lo muestra la siguiente figura:



1.2) COMPUERTAS.

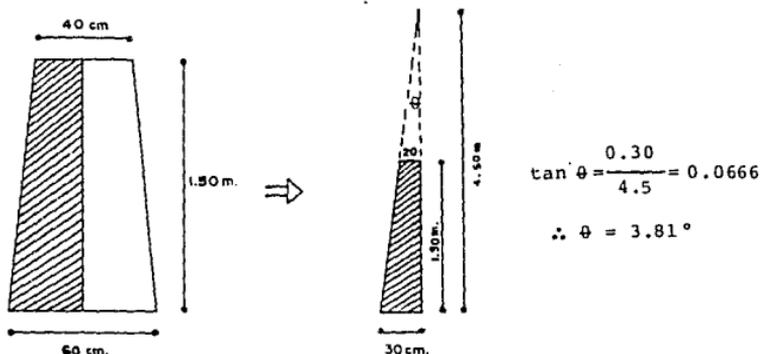
El objeto de ambas compuertas, tanto a la entrada como a la salida del canal, es dar principalmente un mantenimiento y limpieza a la planta en cualquier época del año, cerrando y/o abriendo estas cuando así se requiera.

Las compuertas serán de acero y correrán sobre una pared de concreto respectivamente, como lo muestra la siguiente figura:



VISTA LATERAL DE LA COMPUERTA
DEL CANAL DE OBRA DE TOMA.

La pared de concreto tendrá en la corona 40 cm. de ancho y --- 60 cm. en la base; observándose un ángulo de inclinación $\theta = 3.81^\circ$ como se muestra a continuación:



Debido a que el ángulo de inclinación es muy pequeño, este se -- considera despreciable para el cálculo de la presión hidrostática.

Sabiendo que el peso específico del agua es $\gamma = 1 \text{ ton/m}^3$ y el -- ancho de la compuerta es $b = 0.40 \text{ m.}$, el empuje hidrostático -- para la pared y la compuerta será:

$$P = \gamma \frac{b z^2}{2} = 1 \times 0.40 \frac{(1.50)^2}{2} = 0.45 \text{ tons.}$$

Sin embargo, para el cálculo de la presión hidrostática ejercida -- sobre la compuerta será:

$$P = \gamma b \frac{z_1^2 - z_2^2}{2} = 1 \times 0.40 \frac{1.50^2 - 0.75^2}{2} = 0.337 \text{ ton}$$

El empuje sobre toda la compuerta será entonces $P = 0.337 \text{ ton.}$, - como la compuerta estará conformada por 4 largueros, cada parte - cargará entonces:

$$P/4 = 0.0842 \text{ ton.}$$

Mediante una gráfica se obtienen las áreas iguales a escala como ordenadas, los valores:

$$P_{z_1} = 0.0842 \text{ t}$$

$$P_{z_2} = P_1 + P_2 = 0.1684 \text{ t}$$

$$P_{z_3} = P_1 + P_2 + P_3 = 0.2526 \text{ t}$$

$$P_{z_4} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 0.3370 \text{ t}$$

De la ecuación:

$$P_i = \gamma b \frac{z_i^2 - z_*^2}{2}$$

Despejamos z_i y tenemos:

$$z_i = \sqrt{z_*^2 + \frac{2 P_i}{\gamma b}}$$

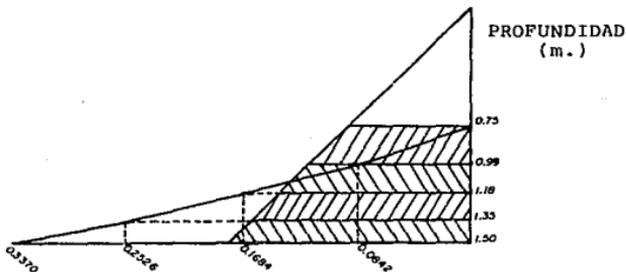
$$z_1 = \sqrt{(0.75)^2 + \frac{2(0.0842)}{1(0.40)}} = 0.99 \text{ m.}$$

$$z_2 = \sqrt{(0.75)^2 + \frac{2(0.1684)}{1(0.40)}} = 1.18 \text{ m.}$$

$$z_3 = \sqrt{(0.75)^2 + \frac{2(0.2526)}{1(0.40)}} = 1.35 \text{ m.}$$

$$z_4 = \sqrt{(0.75)^2 + \frac{2(0.3370)}{1(0.40)}} = 1.50 \text{ m.}$$

EMPUJE (t)



La profundidad z_k de los largueros coincide con la del centro de gravedad de cada una de las áreas parciales y se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$z_k = 2/3 \frac{h}{\sqrt{n+m}} \left[(k+m)^{3/2} - (k+m-1)^{3/2} \right]$$

Donde:

K = Número de orden del larguero contando desde el canto superior de la compuerta hacia abajo.

$$m = \frac{n}{(h/Z_0)^2 - 1}$$

n = Número de largueros

Así obtenemos las profundidades de los 4 largueros:

$$m = \frac{4}{\left[\frac{1.50}{0.75} \right]^2 - 1} = 1.333$$

$$z_{k_1} = 2/3 \frac{1.50}{\sqrt{4+1.333}} \left[(1+1.333)^{3/2} - (1+1.333-1)^{3/2} \right] =$$

$$z_{k_1} = 0.8746 \text{ m.}$$

$$z_{k_2} = 2/3 \frac{1.50}{\sqrt{4+1.333}} \left[(2+1.333)^{3/2} - (2+1.333-1)^{3/2} \right] =$$

$$z_{k_2} = 0.9749 \text{ m.}$$

$$z_{k_3} = 2/3 \frac{1.50}{\sqrt{4+1.333}} \left[(3+1.333)^{3/2} - (3+1.333-1)^{3/2} \right] =$$

$$z_{k_3} = 1.27 \text{ m.}$$

$$z_{k_4} = 2/3 \frac{1.50}{\sqrt{4+1.333}} \left[(4+1.333)^{3/2} - (4+1.333-1)^{3/2} \right] =$$

$$z_{k_4} = 1.42 \text{ m.}$$

Por lo tanto, las profundidades de los 4 largueros serán:

$$z_{k_1} = 0.87 \text{ m.}$$

$$z_{k_2} = 0.97 \text{ m.}$$

$$z_{k_3} = 1.27 \text{ m.}$$

$$z_{k_4} = 1.42 \text{ m.}$$

Para soportar el empuje hidrostático se utilizarán 4 largueros de acero estructural A.S.T.M. A-36 con un límite elástico mínimo aparente $F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$.

El esfuerzo cortante al cual estarán sujetas las piezas será:

$$F_v = 0.40 F_y$$

$$F_v = 0.40 (2531 \text{ kg/cm}^2) = 1012.4 \text{ kg/cm}^2$$

Para el cálculo, se tomará el valor máximo ejercido sobre el larguero ubicado a mayor profundidad $P = 0.337 \approx 500$ kg.

$$A'_n = \frac{500 \text{ kg}}{1012.4 \text{ kg/cm}^2} = 0.493 \text{ cm}^2$$

El factor de seguridad es de 1.15, finalmente obtenemos el --
 área neta de la pieza:

$$A_n = 0.493 \times 1.15 = 0.566 \text{ cm}^2$$

Cada larguero estará conformado por 2 ángulos de perfil estandar de lados iguales (APS) soldados entre sí como lo indica la siguiente figura.



Estos ángulos serán idénticos, de 19 mm., con un espesor de 3.2 mm. (3/4 de pulgada).

Tendrán un área de 1.11 cm^2 cada uno, (ver tabla de la página 110) esta área es ligeramente sobrada al área obtenida en el cálculo.

$A_n = 0.566 \text{ cm}^2$	$A_n = 1.11 \text{ cm}^2$
Área obtenida	Área del ángulo

Sin embargo, por tratarse de 2 ángulos unidos, esta área se duplica y obtenemos finalmente $A_n = 1.11 \times 2 = 2.22 \text{ cm}^2$ por ambos ángulos.

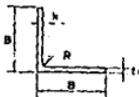
$A_n = 0.566 \text{ cm}^2$	\ll	$A_n = 2.22 \text{ cm}^2$
Área obtenida		Área de los 2 ángulos

ANGULOS PERFIL ESTANDAR DE LADOS IGUALES

APS

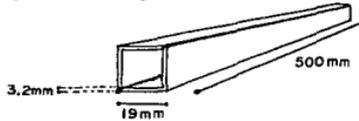


Propiedades para diseño y dimensiones para detalles

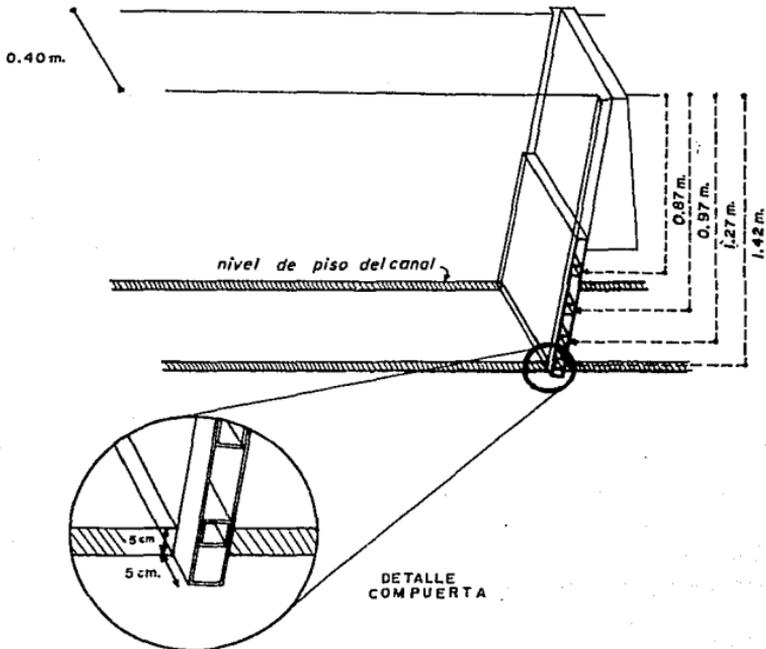


PERFIL L	ESPESES d		Peso Kg/m	A cm ²	B mm	t mm	RFS. R. S. E. T. Y		R = 2P cm
	mm	Pulg.					S	T	
3/4 118	12	1/8	0.78	1.11	3.2	0.37	0.29	0.58	0.58
	18	3/16	1.25	1.91	5.1	0.50	0.39	0.56	0.66
7/8 222	12	1/8	1.04	1.32	3.2	0.38	0.28	0.66	0.66
	48	5/16	1.89	1.90	5.2	0.39	0.51	0.66	0.71
1 254	12	1/8	1.19	1.52	3.2	0.42	0.31	0.79	0.76
	66	3/16	1.71	2.21	3.2	1.25	0.72	0.76	0.81
	63	1/4	2.22	2.80	3.2	1.54	0.92	0.78	0.76
1 1/4 312	12	1/8	1.50	1.91	4.7	1.63	0.80	0.97	0.80
	48	5/16	2.29	2.79	4.7	2.34	1.16	0.97	0.97
	63	1/4	2.76	3.72	4.7	3.21	1.49	0.98	1.07
1 1/2 383	12	1/8	1.81	2.31	4.7	1.29	1.16	1.17	1.07
	48	5/16	2.68	3.41	4.7	4.36	1.73	1.17	1.12
	63	1/4	3.48	4.46	4.7	5.83	2.20	1.14	1.19
	78	5/16	4.26	5.40	4.7	6.66	2.62	1.12	1.23
95	3/8	4.90	6.24	4.7	7.91	3.11	1.12	1.46	
1 3/4 454	12	1/8	2.14	2.74	6.3	5.41	1.74	1.40	1.22
	48	5/16	3.15	4.03	6.3	7.89	2.20	1.37	1.30
	63	1/4	4.12	5.20	6.3	9.57	3.11	1.35	1.35
	78	5/16	5.04	6.39	6.3	11.21	3.77	1.32	1.40
2 568	12	1/8	2.46	3.10	6.3	7.91	2.13	1.60	1.40
	48	5/16	3.61	4.61	6.3	11.95	3.11	1.57	1.45
	63	1/4	4.75	6.06	6.3	14.57	4.10	1.55	1.50
	78	5/16	5.83	7.42	6.3	17.46	4.92	1.52	1.55
95	3/8	6.90	8.77	6.3	19.98	5.71	1.50	1.61	
2 1/2 633	12	3/16	4.61	5.81	6.3	22.89	4.92	1.98	1.75
	63	1/4	6.10	7.68	6.3	29.14	6.39	1.96	1.83
	78	5/16	7.44	9.46	6.3	35.28	7.87	1.91	1.88
	93	3/8	8.78	11.16	6.3	40.29	8.34	1.91	1.91

Las dimensiones de cada uno de los largueros serán como lo muestra la siguiente figura:



La compuerta quedará conformada por 2 placas de 3/16 de pulgada de espesor (ver tabla de la página 112) y los cuatro largueros anteriormente mencionados, y correrá sobre rodillos de concreto, como lo muestra la siguiente figura:



LISTA GENERAL DE PRODUCTOS LAMINADOS

DIMENSIONES Y PESOS.



PLACA		
ESPESOR		PESO
mm	pulgadas	kg/m ²
5	3/16	37.4
6	1/4	49.8
8	5/16	62.2
10	3/8	74.7
11	7/16	87.1
13	1/2	99.6
14	9/16	112.0
16	5/8	124.5
17	11/16	137.0
19	3/4	149.4
22	7/8	174.3
25	1	199.2
29	1 1/8	224.1
32	1 1/4	249.0
35	1 3/8	274.0
38	1 1/2	298.8
44	1 3/4	348.6
51	2	398.4

LAMINA		
Calibre No.	Espe sor	kg/m ²
	mm	
7	4.55	36.6
8	4.18	33.6
9	3.80	30.5

LAMINA		
Calibre No.	Espe sor	Peso
	mm	kg/m ²
10	3.42	27.5
11	3.04	24.0
12	2.66	21.4
13	2.28	18.3
14	1.90	14.3
15	1.71	13.7
16	1.52	12.2
17	1.37	11.0
18	1.21	9.8
19	1.06	8.5
20	0.91	7.3
21	0.84	6.7
22	0.76	6.1
23	0.68	5.5
24	0.61	4.9
25	0.53	4.3
26	0.46	3.7

El peso de cada ángulo es de 0.88 kg/m, (ver tabla de la página 110) como cada ángulo mide 50 cm. de largo, el peso por -- ángulo será:

$$w = 0.88 \text{ kg/m } (0.50\text{m}) = 0.44 \text{ kg.}$$

Como cada larguero esta formado por 2 angulos:

$$w = 0.44 \text{ kg } (2) = 0.88 \text{ kg.}$$

Tomando en cuenta el peso de los 4 largueros finalmente tenemos:

$$W_1 = 0.88 \text{ kg } (4) = 3.52 \text{ kg.}$$

Por otro lado, cada una de las placas de acero pesa 37.4 kg/m², (ver tabla de la página 112) y cada placa tiene un área de:

$$0.50 \text{ m. } \times 1.25 \text{ m. } = 0.625 \text{ m}^2$$

Como la compuerta tendrá 2 placas idénticas, el área se duplica

$$0.625 \text{ m}^2 \times 2 = 1.25 \text{ m}^2$$

Entonces el peso de ambas placas será:

$$W_2 = 37.4 \text{ kg/ m}^2 (1.25 \text{ m}^2) = 46.55 \text{ kg.}$$

Sumando el peso de los largueros (W_1) y el peso de las placas - (W_2) tenemos el peso total de la compuerta (W_c).

$$3.52 + 46.55 = 50.07 \text{ kg.}$$

Considerando un coeficiente de fricción de 0.35 (ver tabla de - página 114) entre el acero y el concreto y tomando como "P" el valor máximo ejercido sobre la compuerta tenemos:

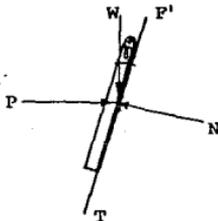
$$P = 0.337 \text{ ton.}$$

MATERIALES EN CONTACTO

MATERIALES EN CONTACTO	μ
Hule sobre concreto	0.60 - 0.90
Hule sobre hielo	0.10
Madera sobre madera	0.25 - 0.50
Madera sobre cuero	0.25 - 0.50
Metal sobre cuero	0.30 - 0.60
Metal sobre madera	0.20 - 0.60
Metal sobre metal	0.15 - 0.60
Metal sobre concreto	0.20 - 0.60
Concreto sobre piedra	0.40 - 0.70
Tierra sobre tierra	0.20 - 1.00

VALORES DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN

EL D.C.L. será:



Donde:

$$\begin{aligned} P &= 337 \text{ kg} \\ W &= 50 \text{ kg} \\ \theta &= 3.81^\circ \\ \mu &= 0.35 \end{aligned}$$

- $\sum F_x = T \text{ sen } 3.81^\circ + 337 - F' \text{ sen } 3.81^\circ - N \text{ cos } 3.81^\circ = 0$
 - $\sum F_y = -50 - F' \text{ cos } 3.81^\circ + N \text{ sen } 3.81^\circ + T \text{ cos } 3.81^\circ = 0$
- Sustituyendo $F' = 0.35N$ en ambas ecuaciones:
- $\sum F_x = T \text{ sen } 3.81^\circ + 337 - 0.35N \text{ sen } 3.81^\circ - N \text{ cos } 3.81^\circ = 0$
 - $\sum F_y = -50 - 0.35 N \text{ cos } 3.81^\circ + N \text{ sen } 3.81^\circ + T \text{ cos } 3.81^\circ = 0$
- $$337 - 0.35N \text{ sen } 3.81^\circ - N \text{ cos } 3.81^\circ = -T \text{ sen } 3.81^\circ$$

$$\frac{337 - 0.35 N \cdot 0.0665 - N \cdot 0.998}{0.0665} = -T$$

$$\frac{-337 + 0.0233 N + 0.988 N}{0.0665} = T$$

$$-5066.2 + 0.350 N + 15 N = T$$

$$1) \quad \boxed{T = 15.35 N - 5066.2}$$

$$2) \quad -50 - 0.35 N \cos 3.81^\circ + N \sin 3.81^\circ = -T \cos 3.81^\circ$$

$$-50 - 0.35 N \cdot 0.998 + 0.0665 N = -T \cdot 0.998$$

$$\frac{50 + 0.35 N \cdot 0.998 - 0.0665 N}{0.998} = T$$

$$50.11 + 0.35 N - 0.0667 N = T$$

$$2) \quad \boxed{T = 0.283 N + 50.11}$$

$$1) \quad 15.35 N - 5066.2 = T$$

$$2) \quad -0.283 N + 50.11 = T$$

$$1) \quad -15.35 N + T = -5066.2$$

$$2) \quad 0.283 N - T = -50.11$$

$$-15.067 N = -5116.31$$

$$N = \frac{-5116.31}{-15.067} = 339.57$$

$$\underline{\underline{N = 339.57 \text{ kg.}}}$$

Sustituyendo en ----- 2)

$$0.283 (339.56) + 50.11 = T$$

$$\underline{\underline{T = 146.21 \text{ kg.}}}$$

$$\text{Como } F' = \mu N; \quad F' = 0.35 \times 339.57 = 124.78$$

$$\underline{\underline{F' = 118.85 \text{ kg.}}}$$

Por consiguiente la fuerza necesaria para abrir la compuerta cuando el canal se encuentre en su nivel de aguas máximas -- extraordinarias, será de 146 kg, por lo que esta operación se puede realizar manualmente con ayuda de una polea y una manivela colocadas en cada uno de los extremos de la compuerta sin mayores problemas.

RESUMEN OBRA DE TOMA:

- 1.- Profundidad del canal de desvío = 1.50 m.
- 2.- ancho del canal de desvío = 0.40 m.
- 3.- Compuertas, No. de unidades = 2
- 4.- Ancho de la compuerta = 0.50 m.
- 5.- Largo de la compuerta = 1.25 m.
- 6.- Material = Acero
- 7.- Empuje máximo = 337 kg.
- 8.- Tensión en el cable de la compuerta = 146 kg.
- 9.- Inclinación compuerta = 3.81°

2) REJILLAS GRUESAS.

Estas rejillas se colocan al inicio del canal de aproximación y tendrán una inclinación de 60° en sentido del curso de la corriente del canal.

El espesor de las soleras será de $0.635 \text{ cm} (1/4") = 0.00635 \text{ m}$. y su separación entre éstas será de $1.32 \text{ cm} = 0.0132 \text{ m}$.

La pérdida de carga que provoca una rejilla se calcula con base en el gasto y el área de las aberturas de la rejilla, con la siguiente expresión:

$$h = 2.42 (w/b)^{4/3} \text{ sen } \theta h_v$$

donde:

h = Pérdida de carga

w = Ancho de las soleras

θ = Angulo de inclinación de las rejillas

b = Separación de las soleras

$$h_v = \frac{Q/A \text{ neta}}{2g}$$

El área neta será igual al total de la suma de las aberturas de la rejilla y es:

$$\text{ancho del canal} = 15 \text{ cm.}$$

El ancho de las soleras es $0.635 \text{ cm} = 0.635 \times 7 = 4.44 \text{ cm}$.

El ancho de las aberturas $1.32 \text{ cm} = 1.32 \times 8 = 10.56 \text{ cm}$.

$$\text{TOTAL} = 15 \text{ cm.}$$

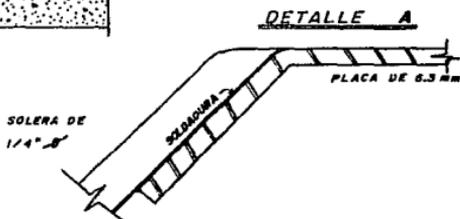
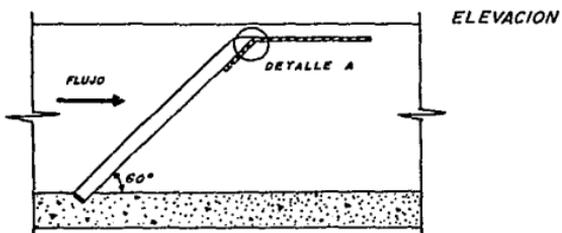
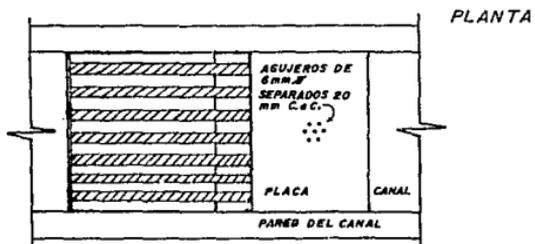
Sabiendo que la longitud de las barras es de 60 cm ., el área neta será $10.56 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} = 633.6 \text{ cm}^2 = 0.06336 \text{ m}^2$

Sustituyendo en la fórmula anterior, tenemos:

$$h = 2.42 (0.00635/0.0132)^{4/3} \text{ sen } 60^\circ \frac{(0.040/0.06336)^2}{2(9.81)}$$

$$h = 0.01610$$

por lo tanto la pérdida de carga es despreciable.



RESUMEN:

- 1.- Ancho de las soleras de la rejilla = 0.00635 m.
- 2.- Angulo de inclinación de las barras = 60°
- 3.- Separación entre las soleras = 0.0132 m.

3) CANAL DE APROXIMACION.

Este canal es básicamente un elemento de conexión, entre la obra de toma de las aguas negras brutas, y el carcamo de -- bombeo. Aquí se inicia practicamente el tratamiento, además facilitará la limpieza manual de las rejillas.

Se considerará una sección rectangular de concreto con una velocidad de 0.60 m/seg.

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

$$A = \frac{0.040}{0.60} = 0.066 \text{ m}^2$$

Si se considera un ancho de plantilla de $b = 0.15 \text{ m.}$, el -- tirante resulta de:

$$h = \frac{0.066}{0.15} = 0.444 \text{ m.} \approx 0.50 \text{ m.}$$

Sin embargo tendrá una profundidad igual a la caja partido-ra para efectos del perfil hidráulico, con un bordo libre -- de 0.10 m.

Con lo anterior, la pendiente hidráulica a régimen estable-cido en un canal de concreto con $n = 0.013$, ver tabla de -- la página 120 , y por Manning será:

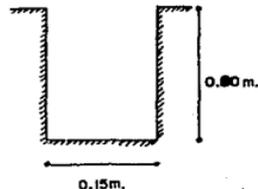
$$S = \frac{(n v)^2}{R^{4/3}} = \frac{(0.013 \times 0.60)^2}{0.06417^{4/3}} = 0.002368$$

Sabiendo que:

$$R = \frac{b y}{b + 2y} = \frac{0.15 \times 0.444}{0.15 + (2 \times 0.444)} = 0.06417$$

RESUMEN:

- 1.- Canal de aproximación, No. de unidades = 1,
- 2.- Pendiente Hidráulica = 0.002368
- 3.- Material = Concreto
- 4.- Ancho del canal = 15 cm.
- 5.- Profundidad del canal = 60 cm.



VALORES DEL COEFICIENTES DE RUGOSIDAD " n ".

Canales revestidos o fabricados	Mínimo	Normal	Máximo
A) Metal			
a.- Superficie de acero liso			
1.- Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2.- Pintada	0.012	0.013	0.017
b.- Corrugado	0.021	0.025	0.030
B) Madera			
1.- Cepillada sin tratar	0.010	0.012	0.014
2.- Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3.- Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4.- Planchas con listones	0.012	0.015	0.018
C) Concreto			
1.- Terminado con cuchara	0.011	0.013	0.015
2.- Terminado con lechada	0.013	0.015	0.016
3.- Terminado con grava en el fondo.	0.015	0.017	0.020
4.- Sin terminar	0.014	0.017	0.020
D) Fondo de concreto terminado con lechada con los costados de			
1.- Piedra acomodada en mortero	0.015	0.017	0.020
2.- Piedra volcada en mortero	0.017	0.020	0.024
3.- Mampostería de piedra partida cementada y revocada.	0.016	0.020	0.024
4.- Piedra partida suelta.	0.020	0.030	0.035
E) Fondo de grava con costado de			
1.- Hormigón encofrado	0.017	0.020	0.025
2.- Piedra volcada en mortero	0.020	0.023	0.026
3.- Piedra partida suelta	0.023	0.033	0.036
F) Ladrillo.			
1.- Vidriado	0.011	0.013	0.015
2.- En mortero cemento	0.012	0.015	0.018
G) Mampostería			
1.- Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2.- Piedra partida suelta	0.023	0.032	0.035
H) Piedra cortada y acomodada.	0.013	0.015	0.017
I) Asfalto			
1.- Liso	0.013	0.013	---
2.- Rugoso	0.016	0.016	---
J) Revestimiento vegetal	0.030	---	0.500

4) REJILLAS FINAS.

Estas rejillas se colocarán al final del canal de aproximación el ancho de las barras será de 0.447 cm. = 0.00447 m. y la --- abertura entre ellas será de 1.27 cm = 0.0127 m. y el ángulo - de inclinación será de 60° en sentido del escurrimiento. La pérdida de carga provocada por la rejilla se calcula con la siguiente fórmula:

$$h = 2.42 (w/b)^{4/3} \text{ sen } \theta h_v$$

$$h_v = \frac{(Q/\Lambda \text{ neta})^2}{2g}$$

Donde el área neta será:

$$\text{ancho del canal} = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{El ancho de las soleras es } 0.447 \text{ cm} = 0.447 \text{ cm} \times 8 = 3.57 \text{ cm.}$$

$$\text{El ancho de las aberturas es } 1.27 \text{ cm} = 1.27 \text{ cm} \times 9 = \underline{11.43 \text{ cm.}}$$

$$\text{Total} = 15.00 \text{ cm.}$$

Por lo tanto el área neta será:

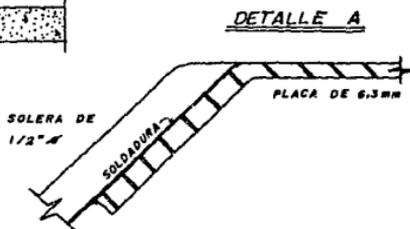
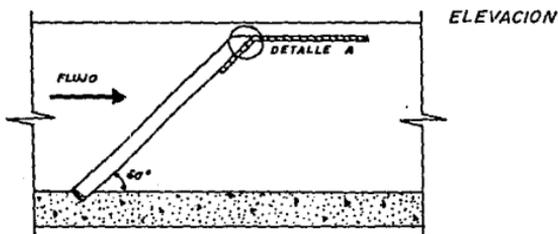
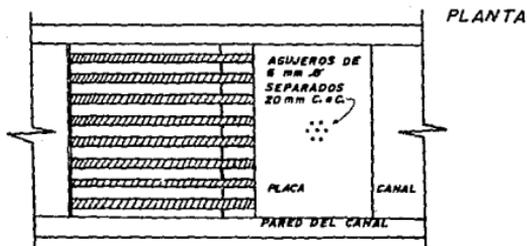
$$11.43 \text{ cm.} \times 60 \text{ cm.} = 685.8 \text{ cm}^2 = 0.06858 \text{ m}^2$$

y sustituyendo en la fórmula:

$$h = 2.42 (0.00447/0.0127)^{4/3} \text{ sen } 60^\circ \frac{(0.040/0.06858)^2}{2(9.81)}$$

$$h = 0.00906 \text{ m.}$$

Por lo tanto la pérdida de carga es despreciable.



RESUMEN:

- 1.- Ancho de las soleras de la rejilla = 0.00447 m.
- 2.- Angulo de inclinación de las soleras = 60°
- 3.- Separación entre soleras = 0.0127 m.

5) CAJA PARTIDORA.

Se localiza entre el canal de aproximación y alimentará a ambos desarenadores; su objetivo es el de distribuir equitativamente la descarga de aguas residuales, y verterla hacia ambos canales. El gasto máximo es de $0.040 \text{ m}^3/\text{seg}$, y éste se repartirá por medio de 2 vertedores, por lo que el gasto máximo para cada desarenador será de $0.020 \text{ m}^3/\text{seg}$, la carga sobre cada vertedor será:

$$Q = C L_e H^{3/2}$$

Donde:

Q = gasto máximo

H = carga sobre el vertedor

L_e = Longitud efectiva del vertedor

C = 1.82

Sabiendo que la velocidad es 0.30 m/seg y debido a las contracciones al centro provocadas por el muro separador y considerando una longitud de vertedor de 0.70 m , la longitud efectiva --- será:

$$L_e = L_g - \left(0.2 \frac{v^2}{2g}\right)$$

$$L_e = 0.70 - 0.2 \frac{(0.30)^2}{2(9.8)} = 0.6998 \text{ m.}$$

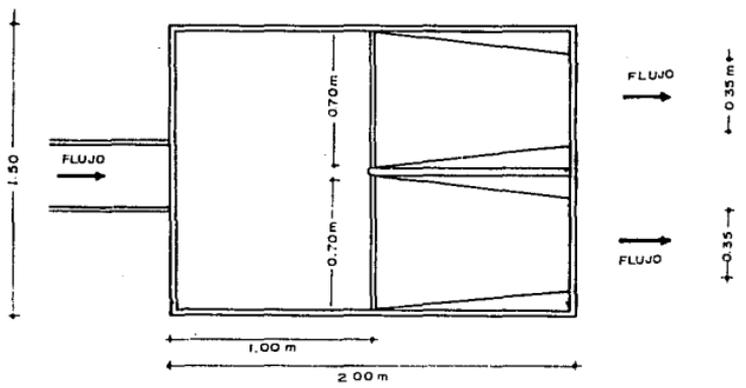
Despejando H de la ecuación de carga sobre el vertedor tenemos:

$$H = \left\{ \frac{0.020 \text{ m}^3/\text{seg}}{1.82 \times 0.6998 \text{ m}} \right\}^{2/3}$$

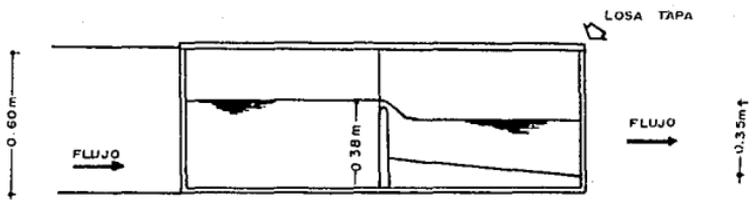
$$H = 0.0631 \text{ m.}$$

Por lo tanto la caja partidora tendrá un ancho de 0.70 m . por vertedor, como se mencionó anteriormente se utilizarán 2 vertedores = 1.40 m , y considerando un ancho de 10 cm . del muro divisorio = 1.50 m , la longitud total de la caja será de 2 m . y una profundidad de 0.60 m . como lo muestra la siguiente figura:

124



PLANTA



ELEVACION

CAJA PARTIDORA

5.1) ORIFICIOS DE SALIDA.

Siendo el gasto máximo de $0.020 \text{ m}^3/\text{seg.}$ para cada módulo de la planta, cada orificio de salida tendrá un diámetro suponiendo una velocidad de 0.30 m/seg. tenemos:

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

Donde:

A = Area transversal del orificio

Q max = Gasto máximo

V = Velocidad media

$$A = \frac{0.020 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.30 \text{ m/seg.}}$$

$$A = 0.06 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

Despejando D, tenemos:

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4(0.06 \text{ m}^2)}{3.1416}}$$

$$D = 0.2763 \text{ m.}$$

Por lo tanto cada orificio será de 0.30 m. de diámetro.

RESUMEN:

- 1) Material = concreto
- 2) No. de unidades = 1
- 3) Gasto máximo = $0.040 \text{ m}^3/\text{seg}$
- 4) No. de vertedores = 2
- 5) Ancho del vertedor = 0.70 m.
- 6) Longitud de la caja = 2 m.
- 7) Ancho de la caja = 1.50 m.
- 8) Profundidad de la caja = 0.60 m.

6) DESARENADOR.

Este canal tiene como objetivo, lograr el depósito de partículas de arena, con el fin de evitar los efectos de abrasión que pudieran sucitarse en el tratamiento subsecuente; principalmente en bombas, válvulas, etc.

Se diseñará a partir del área superficial con la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{Q \text{ max.}}{V_a}$$

Donde:

A_s = Area superficial necesaria

$Q \text{ max}$ = Gasto máximo

V_a = Velocidad de asentamiento

Sabiendo que la velocidad normal dentro del canal es = 0.45 -- metros por segundo, la velocidad de asentamiento es = 0.030 -- metros por segundo y el caudal máximo es = 0.020 m³/seg.

$$A_s = \frac{0.020 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.030 \text{ m}/\text{seg}}$$

$$A_s = 0.66 \text{ m}^2$$

Tomando como ancho del canal 0.60 m con el fin de poder dar -- un buen mantenimiento y limpieza al mismo tendremos:

$$L_c = \frac{A_s}{A_c}$$

Donde:

L_c = Longitud del canal

A_s = Area superficial

A_c = Ancho del canal

$$L_c = \frac{0.66 \text{ m}^2}{0.60 \text{ m}}$$

$$L_c = 1.10 \text{ m.} \approx 1.50 \text{ m.}$$

Para obtener la profundidad del canal, se tomará el valor del tirante a gasto máximo y se construirá un espacio de 0.10 m - profundidad para el depósito de la arena; la cual se podrá -- extraer manual ó mecánicamente.

$$h = \frac{Q_{\text{max}}}{V_n \times A_c}$$

Donde:

h = Profundidad del canal

Q_{max} = Gasto máximo

V_n = Velocidad normal

A_c = Ancho del canal

$$h = \frac{0.020 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.30 \text{ m}/\text{seg} \times 0.60 \text{ m.}}$$

$$h = 0.11 \text{ m.} \approx 0.20 \text{ m.}$$

Se tomará en cuenta 10 centímetros más de bordo libre, por lo que la altura total será de h = 30 cm.

7.1) Vertedor SUTRO.

La finalidad de este vertedor es la de mantener una velocidad aproximadamente constante en el canal desarenador. Se utilizará un vertedor proporcional sutro, con una sección de control que proporciona una nueva area en la sección del canal - desarenador, la cual estará relacionada con la velocidad del flujo. Para el cálculo de la sección de control del vertedor, será en proporción al escurrimiento y se puede obtener -

con la siguiente fórmula:

$$Q_{\max} = 2.73 b \sqrt{a} (h + 2/3 a)$$

Donde:

- Q_{\max} = Gasto máximo
 b = base del vertedor
 a = altura de la base del vertedor
 h = altura del vertedor

Como $h = 0.30$ m. y "a" debe ser el 10% de h, tenemos que ---
 "a" = 0.030 m. de la ecuación anterior despejamos "b" y tenemos:

$$b = \frac{Q_{\max}}{2.73 \sqrt{a} (h + 2/3 a)}$$

$$b = \frac{0.020 \text{ m}^3/\text{seg}}{2.73 \sqrt{0.030} (0.30 + 2/3 \cdot 0.030)}$$

$$b = 0.132 \text{ m.} \approx 0.20 \text{ m.}$$

La curva del vertedor proporcional se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$x = b (1 - 2 \tan^{-1} \sqrt{y/a})$$

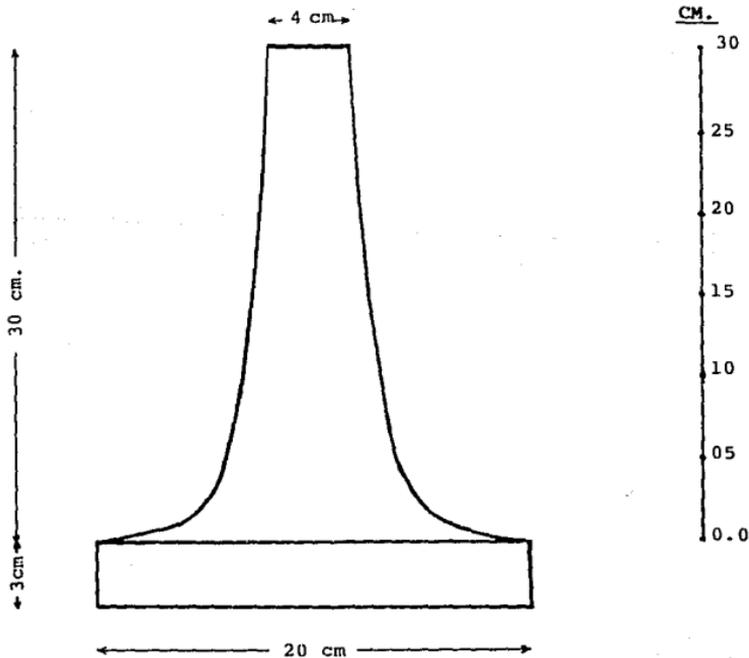
Asignando diferentes valores a "Y" entre 0 y 35 cm. se obtendrán los valores de "x" respectivamente.

La siguiente tabla muestra los valores de X y Y obtenidos de la ecuación anterior.

X	Y
0.070	0.01
0.043	0.05
0.033	0.10
0.027	0.15
0.022	0.20
0.021	0.25
0.021	0.30

COORDENADAS DEL VERTEDOR (EN METROS).

Realizando una gráfica con los valores obtenidos se define la forma del vertedor, como se muestra a continuación:



VERTEDOR SUTRO

RESUMEN DEL CANAL DESARENADOR:

- 1.- No. de unidades = 2
- 2.- Material = concreto
- 3.- Gasto Máximo = $0.020 \text{ m}^3/\text{seg}$
- 4.- Velocidad normal = 0.45 m/seg
- 5.- Velocidad de Asentamiento = 0.030 m/seg.
- 6.- Profundidad del canal = 0.30 m.
- 7.- Prof. de la cámara de deposito de arena = 0.10 m.
- 8.- Ancho del canal = 0.60 m.
- 9.- Longitud del canal = 1.50 m.
- 10.- Regulador de velocidad = Vertedor Sutro
- 11.- Ancho del vertedor = 0.20 m.
- 12.- Altura del vertedor = 0.33 m.

7) CARCAMO DE BOMBEO.

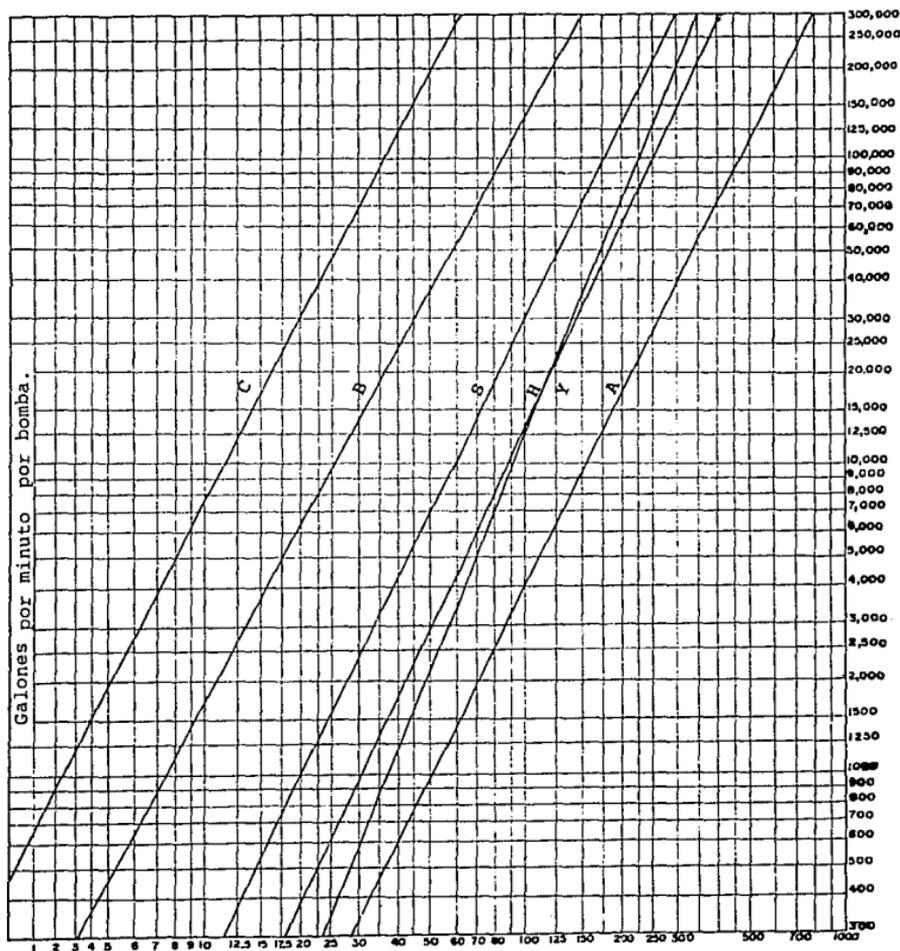
Considerando el gasto máximo de 40 l/seg., tenemos que:
 40 l/seg = 10.58 gal/seg = 634.80 gal/min \approx 650 gal/min.
 El bombeo se hará por medio de 2 bombas idénticas con una capacidad de 320 gal/min. cada una.
 De la gráfica de la página 133 obtenemos las dimensiones - del cárcamo sabiendo que:

- A = Longitud del cárcamo.
- B = Distancia entre el eje central de la bomba y la pared posterior del cárcamo.
- C = Altura entre la pichanca de la bomba y el piso del cárcamo.
- S = Distancia entre los ejes centrales de las bombas o ancho del cárcamo en caso de una sola bomba.
- H = Altura entre el nivel mínimo del agua y el piso del cárcamo.
- Y = Distancia entre el eje central de la bomba y la rejilla.

De esta manera, tomando en cuenta una capacidad 500 gal. -- por minuto, por bomba, tenemos que:

- A = 36 pulg. = 91.44 cm.
- B = 5.2 pulg. = 13.20 cm.
- C = 1 pulg. = 2.54 cm.
- S = 14.5 pulg. = 36.83 cm.
- H = 28 pulg. = 71.12 cm.
- Y = 23 pulg. = 58.42 cm.

La profundidad del cárcamo se determinó en función al N.A.MIN. del cárcamo, será de 1.40 m. con el fin de tener una seguridad de que no se dañen los equipos en caso de que el río llegase a sufrir una completa sequía.



DIMENSIONES DEL CARCAMO EN PULGADAS.

STANDARDS OF THE HYDRAULIC INSTITUTE

Por lo tanto, el cárcamo tendrá aproximadamente un metro de cuerpo de agua como mínimo: en caso que se requiera de mantenimiento este volumen de agua podrá ser vaciado fácilmente. Con lo anterior, la profundidad total del cárcamo será de -- 3.40 m. sabiendo que el N.A.M.E del río es = 2.25 m. aproximadamente como lo muestra la siguiente figura:



7.1) REJILLAS.

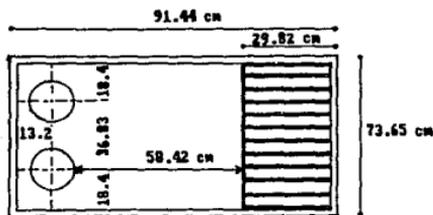
Esta es la última etapa de retención, por medio de rejillas, -- de materiales indeseables que pudiesen afectar el tratamiento subsecuente.

El ángulo de inclinación de las barras de la rejilla es de 45° en el sentido del escurrimiento. El mantenimiento será a base de limpieza manual.

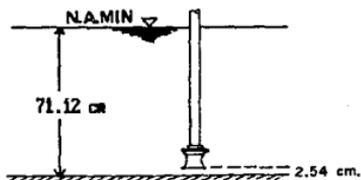
El área total por la cual debe fluír el caudal del canal -- hacia el cárcamo sin tomar en cuenta las barras de la rejilla es:

$$1.42 \text{ m.} \times 0.25 \text{ m.} = 0.355 \text{ m}^2$$

El diámetro de las barras será de 1/4" y la separación entre -- estas de 1/4", ya que estas dimensiones pueden considerarse -- como una medida standard, para preparar las aguas negras para su paso a través de los dispositivos de dosificación y tratamientos subsecuentes; los desperdicios que retienen están for -- mados por materia fecal, papel, madera, y residuos de alimentos y otros productos fácilmente putrecibles.



DIMENSIONES DEL CARCAMO.



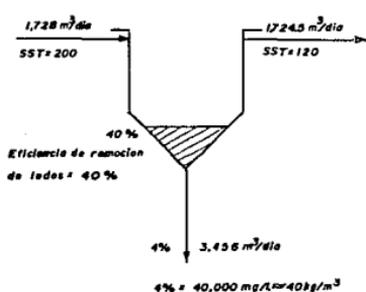
RESUMEN DEL CARCAMO:

- 1.- No. de unidades = 1
- 2.- No. de bombas = 2.
- 3.- Material = concreto
- 4.- Gasto máximo = 0.040 m³/seg.
- 5.- Gasto medio = 0.020 m³/seg.
- 6.- Ancho del carcamo = 0.73 m.
- 7.- Largo del carcamo = 0.91 m.
- 8.- Profundidad = 2.71 m:

8) SEDIMENTADOR PRIMARIO.

El objeto fundamental del tanque de sedimentación primario es el de retener las partículas sedimentables más pesadas y evitar el paso de éstas al tanque de aireación.

A la entrada del tanque tenemos un total de sólidos suspendidos SST = 200 mg/l. y los sólidos suspendidos volátiles SSV = 150 mg/l., un gasto de 0.020 m³/seg. = 1,728 m³/día. Como un 40% de los sólidos suspendidos totales (SST) se sedimentan y se descargan directamente al digestor aeróbico de lodos, tenemos que a la salida del tanque los sólidos suspendidos totales SST = 120 mg/l.; además un 4% se descargará al digestor, por lo que el gasto se reducirá ligeramente a la salida como lo muestra el siguiente diagrama:



VOLUMEN MASCO

$$V_m = 1,728 \times 200 \times 0.4 \div 1000 \\ = 138.24 \text{ kg/día}$$

$$\frac{138.24 \text{ kg/día}}{40 \text{ kg/m}^3} = 3,456 \text{ m}^3/\text{día}$$

GASTO A LA SALIDA

$$Q_s = 1,728 - 3,456$$

$$Q_s = 1,724.5 \text{ m}^3/\text{día}$$

El tanque de sedimentación primario será de forma rectangular y flujo horizontal, con remoción hidráulica de lodos. Se diseñará a partir del área superficial y transversal,

con las siguientes fórmulas:

$$bl = \frac{Q}{C_s} \text{ ----- (1)}$$

Donde:

Q = Gasto

l = Longitud del tanque

b = Ancho del tanque

C_s = Carga superficial

$$bdl = Q T_r \text{ ----- (2)}$$

Donde:

Q = Gasto

T_r = Tiempo de retención

l = Longitud del tanque

b = Ancho del tanque

d = Profundidad del tanque

Los períodos de retención más aceptables y recomendados por la Sociedad Americana de Sanidad Pública varían entre 1 y 2 horas; tomando en cuenta como carga superficial los valores de la siguiente tabla:

MATERIAL	CARGA SUPERFICIAL m ³ /m ² .d
Sólidos de las aguas negras	232
Sólidos granulares	190
Materiales floculentos	45

Para el cálculo tomaremos una carga superficial de ----
 $45 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{día} \div 86,400 \text{ se.} = 0.000520 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{seg.}$

El gasto es de $0.020 \text{ m}^3 / \text{seg.}$, sustituyendo en la ecuación
 (1) tenemos:

$$b1 = \frac{0.020 \text{ m}^3 / \text{seg.}}{0.000520 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{seg.}} = 38.46 \text{ m}^2$$

$$bd1 = 0.020 \text{ m}^3 / \text{seg} (3,600) \times 1.5 \text{ hr.} = 108 \text{ m}^3$$

$$\text{de la ec. (1) } b1 = \frac{Q}{C_s}$$

Si $b = 5.00 \text{ m.}$

$$l = \frac{0.020 \text{ m}^3 / \text{seg.}}{0.000520 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{seg} \times 5.00 \text{ m.}}$$

$$l = 7.70 \text{ m.}$$

$$\text{de la ec. (2) } bd1 = Q T_r$$

obtenemos "d" como sigue:

$$d = \frac{0.020 \text{ m}^3 / \text{seg} (3,600) \times 1.5 \text{ hrs.}}{7.70 \text{ m.} \times 5.00 \text{ m.}}$$

$$d = 2.80 \text{ m.}$$

Se dejará una altura de 0.30 m. como bordo libre.

8.1) TOLVAS.

Sus dimensiones están delimitadas por el tanque de sedimentación, es decir se colocarán 3 tolvas de un ancho de 5 metros por 2.566 metros cada una.

Su forma será de pirámide truncada invertida y su pendiente mínima por especificación es de 45° , la remoción de sedimentos se hará mediante carga hidrostática, y el material de depósito se llevará directamente al río.

8.2) VERTEDORES DE SALIDA.

Estos vertedores llevarán el agua desnatada hacia una canaletta, la cual llevará a su vez el agua a la tubería que alimentará al tanque de aereación. Las dimensiones de estos vertedores se calculan con base en el cociente entre el gasto total diario y el gasto que se considera conveniente por metro lineal de vertedor.

El gasto diario es de $0.020 \text{ m}^3/\text{seg} = 1,728 \text{ m}^3/\text{día}$ y el gasto permisible está dado por (Metcalf & Eddy) y es 136 a $272 \text{ m}^3/\text{ml.día}$, por lo tanto la longitud de vertedor será:

$$L = \frac{1,728}{136} = 12.70 \text{ m.}$$

Considerando un vertedor de longitud de cresta $L = 1 \text{ m.}$ y tomando en cuenta el gasto de $136 \text{ m}^3/\text{día}$, el cual nos proporcionó la longitud de vertedor para lograr el asentamiento adecuado de partículas en el tanque; la carga sobre el vertedor será:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C L H^{3/2} \quad ; \quad H = \frac{(Q)^{2/3}}{(2/3 \sqrt{2g} L C)^{2/3}}$$

Donde:

H = Carga en el vertedor

Q = Gasto

g = Gravedad

L = Longitud de cresta

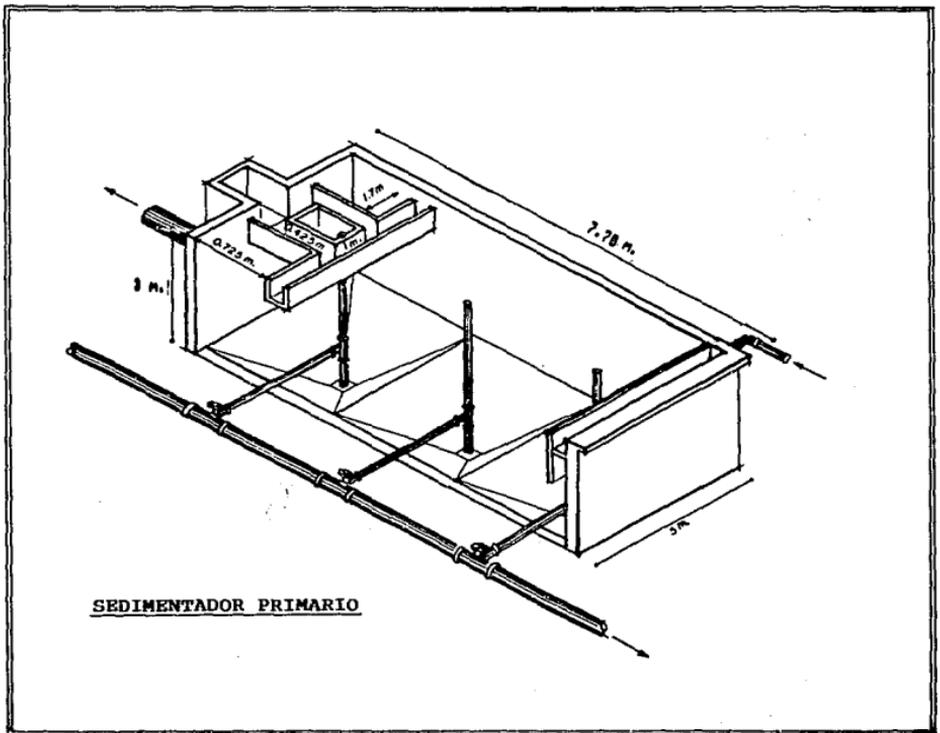
C = 2.0

Como $136 \text{ m}^3/\text{día} = 0.001574 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$$H = \frac{(0.001574)^{2/3}}{(2/3 \sqrt{2(9.8)} \times 1.00 \times 2.00)^{2/3}}$$

$$H = 0.004 \text{ m.}$$

Las dimensiones de las canaletas de derrame serán de 0.30 m. por 0.30 m. y estarán colocadas al final del tanque de sedimentación como lo muestra la siguiente figura:



RESUMEN DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO:

- 1) Unidades = 2
- 2) Material = Concreto
- 3) Ancho del tanque = 5 metros.
- 4) Largo del tanque = 7.70 metros
- 5) Profundidad del tanque = 3.00 metros
- 6) Sistema de remoción = Tolvas
- 7) No. de unidades = 3 por tanque
- 8) Ancho de la tolva = 5 metros.
- 9) Longitud de la tolva = 2.566 m. c/u.
- 0) Inclinación del escurrimiento = 45°
- 1) Sistema de salida del flujo = Canaletas de derrame
- 2) Ancho de la canaleta = 0.30 m.
- 3) Profundidad de la canaleta = 0.30 m.
- 4) Longitud total de vertedor = 12.70 m.
- 5) Carga en el vertedor = 0.004 m.

9) TANQUE DE AERACION.

Se sitúa inmediatamente después del sedimentador primario y estabiliza la materia orgánica en las aguas negras, y es la parte biológica del tratamiento.

Para el diseño del tanque se considerará un tiempo de residencia de lodos $\theta_c^d = 10$ días y sabiendo que tenemos un gasto a la entrada de $1,724.5 \text{ m}^3/\text{día}$; una concentración DBO en el influente $S_0 = 250 \text{ mg/l}$. y una concentración DBO en el efluente $S = 25 \text{ mg/l}$.

Además por especificación tenemos una concentración de lodos $X_{Va} = \text{SSVLM} = 2,500 \text{ mg/l}$. y una temperatura promedio de 25° c . en el verano y 15° c . en el invierno; y una relación $\text{SSVLM}/\text{SSLM} = 0.8$ con lodos de retorno $X_r = 10,000 \text{ mg/l}$.

A la entrada del tanque tenemos que los sólidos suspendidos totales $\text{SST}_0 = 120 \text{ mg/l}$. y los sólidos suspendidos volátiles $\text{SSV}_0 = 0.80 \times \text{SST}_0 = 96 \text{ mg/l}$.

Utilizando los siguientes datos:

$$\theta_c^d = 10 \text{ días}$$

$$Q = 1,724.5 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$S_0 = 250 \text{ mg/l}$$

$$S = 25 \text{ mg/l}$$

$$X_{Va} = 2,500 \text{ mg/l}$$

$$C_v = 0.6 \text{ kg de DBO m}^3.\text{día (de la tabla de la página 154)}$$

$$Y = 0.75$$

$$k_d = 0.06 \text{ d}^{-1}$$

Con lo anterior podemos obtener el volumen del reactor, con la siguiente fórmula:

$$V_r = \frac{\theta_c^d Q Y (S_0 - S)}{X_{Va} (1 + k_d \theta_c^d)}$$

$$V_r = \frac{(10 \text{ d})(1,724.5 \text{ m}^3/\text{d})(0.75)(250 \text{ mg/l} - 25 \text{ mg/l})}{(2,500 \text{ mg/l}) [1 + (0.06 \text{ d}^{-1} \times 10 \text{ d})]}$$

$$V_r = \frac{2,910,093.7}{4,000}$$

$$V_r = 727.5 \text{ m}^3$$

Calculando la cantidad de lodo a purgar diariamente tenemos:

$$Y \text{ obs} = \frac{Y}{1 + kd \theta_c^d}$$

$$Y \text{ obs} = \frac{0.75}{(1 + 0.06 \text{ d}^{-1})(10 \text{ d})}$$

$$Y \text{ obs} = 0.468$$

La masa de lodos activados volátiles purgada se obtiene de la siguiente ecuación:

$$P_x = Y \text{ obs } Q (S_0 - S) (10^3 \text{ g/kg})^{-1}$$

$$P_x = \frac{(0.468)(1,724.5 \text{ m}^3/\text{día})(250 \text{ g/m}^3 - 25 \text{ mg/l})}{10^3 \text{ g/kg}}$$

$$P_x = 181.58 \text{ kg/día}$$

Para el cálculo de la masa total del lodo con base en los sólidos totales en suspensión tenemos:

$$P_x(\text{ss}) = 181.58 \text{ kg/día} \div 0.8$$

$$P_x(\text{ss}) = 226.96 \text{ kg/día}$$

Para el cálculo de la cantidad de lodo a purgar tenemos:

* Purga desde la línea de retorno del lodo:

$$Q_{wt} = \frac{V_r X_{va}}{\theta_r^d X_r}$$

$$Q_{wt} = \frac{(727.5 \text{ m}^3)(2,500 \text{ mg/l})}{(10 \text{ días})(10,000 \text{ mg/l} \times 0.8)}$$

$$Q_{wt} = 22.73 \text{ m}^3/\text{día}$$

Comprobando nuestra carga volumétrica ($C_v = 0.6 \text{ kg DBO m}^3.\text{d}$) tenemos:

$$C_v = \frac{S_o Q (10^3 \text{ g/kg})^{-1}}{V_r}$$

$$C_v = \frac{(250 \text{ g/m}^3)(1,724.5 \text{ m}^3/\text{día})(10^3 \text{ g/kg})^{-1}}{727.5 \text{ m}^3}$$

$$C_v = 0.59 \text{ kg DBO/m}^3. \text{ día}$$

El tiempo de retención hidráulica sin recirculación será:

$$t = \frac{727.5 \text{ m}^3}{1,724.5 \text{ m}^3/\text{día}}$$

$$t = 0.4218 \text{ días} \approx 10.12 \text{ hrs.}$$

La relación F/M (masa flocular) aplicada será:

$$F/M = \frac{S_o}{X_{va} \times t}$$

$$F/M = \frac{250 \text{ mg/l}}{2,500 \text{ mg/l} \times 0.4218}$$

$$F/M = 0.237$$

El tiempo de retención hidráulico con recirculación desde el sedimentador secundario se calculará con las siguientes fórmulas:

$$t_r = \frac{V_r}{Q_f + Q_r}$$

Donde:

t_r = Tiempo de retención hidráulico con recirculación desde el sedimentador secundario.

V_r = Volumen del reactor

Q_f = Gasto normal

Q_r = Gasto de recirculación desde el sedimentador secundario.

$$Q_r = Q_f + R$$

Donde:

Q_r = Gasto de recirculación desde el sedimentador secundario

Q_f = Gasto normal

R = Recirculación

$$R = \left[X_{va} - a(S_0 - S) + 0.08 \frac{S_0 - S}{0.015 S} \right] - X_{vf} / X_{vu} - X_{va}$$

Donde:

R = Recirculación

X_{va} = Concentración de lodos SSVLM = 2,500 mg/l.

a = 0.5

S_0 = Concentración de DBO en el influente

S = Concentración de DBO en el efluente

X_{vf} = Concentración de sólidos suspendidos
a la entrada.

$X_r = X_{vu}$ = Concentración de lodos de retorno. = 10,000 mg/l

$$R = \left[2,500 - 0.5(250-25) + 0.08 \left[\frac{250-25}{0.015 \times 25} \right] \right] - 96 / 10,000 - 2,500$$

$$R = 0.3119$$

$$Q_r = 0.3119 \times 1,724 \text{ m}^3/\text{día} = 537.87 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_r = 537.87 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$t_r = \frac{V}{Q_f + Q_r} = \frac{727.5 \text{ m}^3}{1,724.5 \text{ m}^3/\text{día} + 537.87 \text{ m}^3/\text{día}}$$

$$t_r = 0.3215 \text{ días} \approx 7.71 \text{ hrs.} \\ (\text{con recirculación})$$

Para el cálculo del oxígeno necesario basado en la DBO_1 última tenemos; la DBO_1 última del agua residual entrante, suponiendo que ésta es igual a 0.68 DBO_1 . $\text{DBO}_s/\text{DBO}_1 = 0.68$

$$\text{Masa de } \text{DBO}_1 \text{ utilizada} = \frac{Q(S_0 - S)(10^3 \text{ g/kg})^{-1}}{0.68}$$

$$\text{Masa de } \text{DBO}_1 \text{ utilizada} = \frac{(1,724.5 \text{ m}^3/\text{día})(250-25)(10^3 \text{ g/kg})^{-1}}{0.68}$$

$$\text{Masa de } \text{DBO}_1 \text{ utilizada} = 570.57 \text{ kg/día}$$

El requerimiento de oxígeno necesario, sabiendo que por especificación que $a' = 0.7$ tenemos:

$$\text{Req kg, O}_2/\text{día} = a' \text{ DBO}_1 + 0.04(\text{So}-\text{S})(V_r)$$

$$\begin{aligned} \text{Req kg, O}_2/\text{día} &= a' \text{ DBO}_1 + 0.04(250-25)(727.5\text{m}^3) \\ &= 0.7 (570.57) + 0.04(225 \text{ mg/l})(727.5 \text{ m}^3) \div 1000 \text{ g/kg} \end{aligned}$$

$$\text{Req kg, O}_2/\text{día} = 339.40 + 6.54$$

$$\text{Req kg, O}_2/\text{día} = 346 \text{ kg/día}$$

TRANSFERENCIA DE OXIGENO:

Para poder elegir el aereador superficial más eficiente, es necesario tomar en cuenta ambas temperaturas, es decir en Verano_ y en Invierno, además a fin de que se obtengan anticipadamente_ las condiciones reales de funcionamiento del aereador, utilizaremos la siguiente ecuación:

$$N = N_0 \left(\frac{\beta C_{wAlt} - C_1}{9.17} \right) \theta^{T-20} \alpha$$

Donde:

N = kg O_2 /k WH transferidos en condiciones reales

N_0 = 1.3 kg O_2 / hp - hr en agua limpia a 20° c.

β = 0.95

C_{wAlt} = Concentración de saturación de oxígeno disuelto

C_1 = 1.5 mg/l, concentración de O_2 dis. en T. aereador

T = Temperatura

α = 0.85

θ = 1.024

* Primeramente se hará el cálculo con la temperatura de verano_ a 25° c.

$$C_{wAlt25^\circ\text{c}} = 8.4 \text{ mg/l} \times F_a$$

De la gráfica de la página 154, $F_a = 0.71$ (factor corrección)

$$C_{wAlt} = 8.4 \text{ mg/l} \times 0.71 = 5.96 \text{ mg/l}$$

$$N = 1.3 \left[\frac{0.95 \times 5.96 - 1.5}{9.17} \right] 1.024^{(25-20)} (0.85)$$

$$N = 1.3 \times 0.43475 (\text{factor de corrección a condiciones reales})$$

$$N = 0.5651 \text{ kg O}_2 \text{ reales / hp-hr}$$

- Ahora tomando en cuenta la temperatura de Invierno = 15°C tenemos:

$$C_{wAlt} 15^\circ c = 10.2 \text{ mg/l} \times F_a$$

$$\text{De la gráfica de la página 154, } F_a = 0.71$$

$$C_{wAlt} = 10.2 \text{ mg/l} \times 0.71 = 7.24$$

$$N = 1.3 \left[\frac{0.95 \times 7.24 - 1.5}{9.17} \right] 1.024^{(15-20)} (0.85)$$

$$N = 1.3 \times 0.44276 (\text{factor de corrección a condiciones reales})$$

$$N = 0.57558 \text{ kg O}_2 \text{ reales / hp-hr}$$

$$\text{Pot} = \frac{\text{Req O}_2}{0.5651} = \frac{346 \text{ kg/d} \div 24}{0.5651} = 25.51 \text{ hp en verano}$$

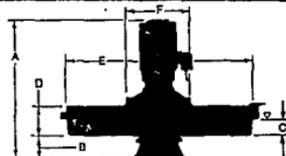
$$\text{Pot} = \frac{\text{Req O}_2}{0.5755} = \frac{346 \text{ kg/d} \div 24}{0.5755} = 25.05 \text{ hp en invierno}$$

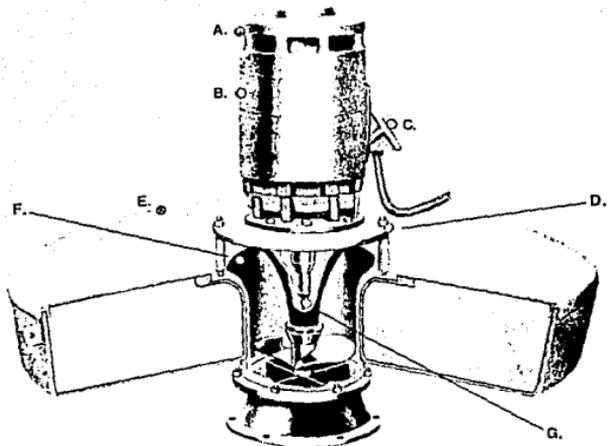
Por lo tanto se utilizarán 2 aereadores de 20 hp por unidad, es decir 40 hp por cada tanque de aereación.

Model	RPM	Shipping Weight		DIMENSIONES (inch/mm)															
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
1003	1800	700	318	46½	118	6¼	16	6	15	10¼	26	54	137	20	51				
1005	1800	750	341	46½	118	6¼	16	6	15	10¼	26	54	137	20	51				
1007	1800	850	386	51½	131	6¼	16	6½	17	10¼	26	54	137	20	51				
1010	1800	950	432	51½	131	6¼	16	7	18	10¼	26	54	137	20	51				
1115	1800	1075	489	51½	131	7½	19	4	10	12¼	31	66	168	22	56				
1120	1800	1275	580	51½	130	7½	19	4½	11	12¼	31	66	168	22	56				
1125	1800	1400	636	51½	131	7½	19	6¼	16	12¼	31	66	168	22	56				
1107	1200	1000	455	49½	127	7½	19	5¼	15	12¼	31	66	168	22	56				
1110	1200	1100	500	51¼	130	7½	19	4¼	12	12¼	31	66	168	22	56				
1215	1200	1300	590	53¼	137	7¼	20	5	13	14	36	78½	199	24	61				
1220	1200	1400	636	54¼	139	7¼	20	5¼	13	14	36	78½	199	24	61				
1225	1200	1500	692	54¼	139	7¼	20	6½	17	14	36	78½	199	24	61				
1230	1200	1600	727	54¼	139	7¼	20	7¼	18	14	36	78½	199	24	61				
1340	1200	2250	1023	66½	169	13	33	7¼	18	16½	41	96	244	32	81				
1350	1200	2645	1057	67	169	13	33	7½	19	16½	41	96	244	32	81				
1260	1200	3245	1520	75	191	13	33	8	20	16½	41	96	244	32	81				
1375	1200	3345	1520	75	191	13	33	8½	22	16½	41	96	244	32	81				
1330	900	2200	1000	66½	167	13	33	7¼	18	16½	41	96	244	32	81				
1340	900	2280	1023	74¼	188	13	33	7½	19	16½	41	96	244	32	81				
1450	900	3900	1773	91	231	20	51	10	25	20	51	116	295	40	102				
1460	900	4050	1841	91	231	20	51	10½	27	20	51	116	295	40	102				
1475	900	4150	1888	93¼	238	20	51	11¼	29	20	51	116	295	40	102				
14100	900	4300	1955	93¼	238	20	51	11¼	30	20	51	116	295	40	102				

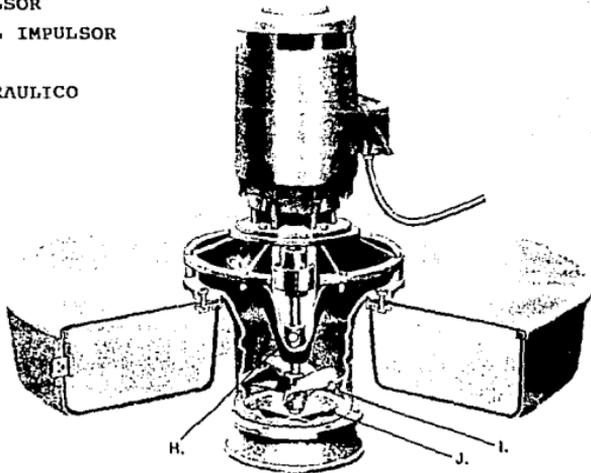
Model	RPM	Shipping Weight		DIMENSIONES (inch/mm)															
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
1003M	1500	700	318	46½	118	6¼	16	6	15	10¼	26	54	137	20	51				
1005M	1500	750	341	46½	118	6¼	16	6	15	10¼	26	54	137	20	51				
1107M	1500	1000	455	49½	127	7½	19	5¼	15	12¼	31	66	168	22	56				
1110M	1500	1100	500	51¼	130	7½	19	4¼	12	12¼	31	66	168	22	56				
1215M	1000	1300	590	53¼	137	7¼	20	5	13	14	36	78½	199	24	61				
1220M	1000	1400	636	54¼	139	7¼	20	5¼	13	14	36	78½	199	24	61				
1225M	1000	1500	692	54¼	139	7¼	20	6½	17	14	36	78½	199	24	61				
1330M	1000	2200	1000	66½	169	13	33	7	18	16½	41	96	244	32	81				
1340M	1000	2250	1023	66½	169	13	33	7¼	18	16½	41	96	244	32	81				
1450M	1000	3900	1773	91	231	20	51	9¼	25	20	51	116	295	40	102				
1460M	1000	4050	1841	91	231	20	51	10	25	20	51	116	295	40	102				
1475M	1000	4150	1888	93¼	238	20	51	10½	27	20	51	116	295	40	102				
14100M	1000	4300	1955	93¼	238	20	51	11¼	29	20	51	116	295	40	102				

* Tabla de S.I.M.A. aeradores.

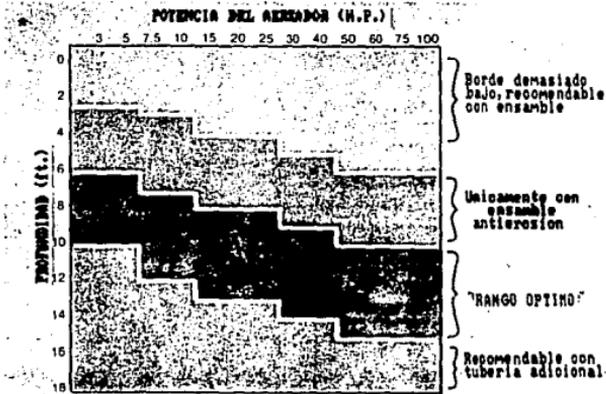




- A = MOTOR
 B = MOTOR EXTERIOR
 C = CAJA CONDUIT
 D = SOPORTES
 E = UNIDAD DE FLOTACION
 F = CONDUCTO HIDRAULICO
 G = CAMARA DEL IMPULSOR
 H = FLECHA O EJE DEL IMPULSOR
 I = IMPULSOR
 J = DISPOSITIVO HIDRAULICO



Con la siguiente tabla, se obtiene el rango óptimo de la profundidad del tanque con relación a la potencia del aerador - para una mejor transferencia y mezclado.



* Gráfica S.I.M.A. aeradores

Checando la potencia necesaria para el mezclado y mantener -- todos los sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado_ (SSVLM) en suspensión se requiere 100 h.p. x 10^6 gal. reactor.

$$\text{Potencia de mezclado} = V_r \times 100 \text{ h.p.} / 10^6 \text{ gal}$$

$$\text{Potencia de mezclado} = 727.5 \text{ m}^3 \times 1000 \div 3.785 \div 10^6 \times 100$$

$$\text{Potencia de mezclado} = 19.22 \text{ h.p.}$$

$$\text{Potencia instalada} > \text{Potencia de mezclado} \checkmark$$

Como lo muestra la gráfica de la relación entre la potencia del aereador y la profundidad del tanque de aereación, -- tenemos que, para un aereador de 20 h.p. el rango óptimo -- será igual a 10 ft. = 3.048 m.

Por lo tanto se tomará una profundidad de 3.00 m. para el -- tanque de aereación, con lo cual los aereadores trabajarán -- en óptimas condiciones.

Finalmente las dimensiones del tanque de aereación, se ob-- tienen de la siguiente manera:

$$A = \frac{V_r}{P}$$

Donde:

A = Area

V_r = Volumen del reactor

P = Profundidad

$$A = \frac{727.5 \text{ m}^3}{3.00 \text{ m.}}$$

$$A = 242.5 \text{ m}^2$$

Tomando como ancho del tanque 10 metros, tenemos:

$$A = B \times L$$

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

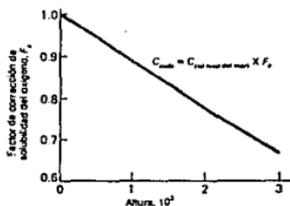
$$L = \frac{242.5 \text{ m}^2}{10 \text{ m.}}$$

$$L = 24.25 \text{ m.}$$

Con la siguiente tabla, sabemos que el diseño se encuentra dentro de los parámetros óptimos de nuestro proceso convencional de lodos activados.

Modificación del proceso	θ_c , d	F/M kg DOB ₅ aplicada kg SSVM/d	Carga volumétrica, kg de DBO ₅ aplicada/m ³ d	SSLM, mg/l	F/Q , h	Q/Q_c
Convencional	5-15	0,2-0,4	0,3-0,6	1500-3000	4-8	0,25-0,5
Aireación graduada	5-15	0,2-0,4	0,3-0,6	1500-3000	4-8	0,25-0,5
Reactor de mezcla completa	5-15	0,2-0,6	0,8-2,0	3000-6000	3-5	0,25-1,0
Aireación por alimentación escalonada	5-15	0,2-0,4	0,6-1,0	2000-3500	3-5	0,25-0,75
Aireación modificada	0,2-0,5	1,5-5,0	1,2-2,4	200-500	1,5-3	0,05-0,15
Contacto y estabilización	5-15	0,2-0,6	1,0-1,2	(1000-3000)* (4000-10000)*	(0,5-1,0)* (3-6)*	0,25-1,0
Aireación prolongada	20-30	0,05-0,15	0,1-0,4	3000-6000	18-36	0,75-1,50
Proceso Kraus	5-15	0,3-0,8	0,6-1,6	2000-3000	4-8	0,5-1,0
Aireación de alta carga	5-10	0,4-1,5	1,6-1,6	(4000-10000)	0,5-2	1,0-5,0
Sistemas de oxígeno puro	8-20	0,25-1,0	1,6-3,3	6000-8000	1-3	0,25-0,5

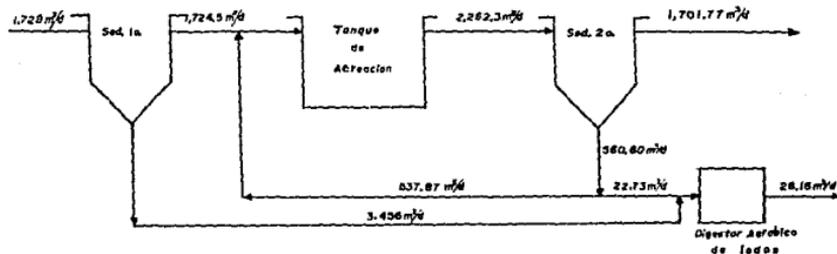
PARAMETROS DE DISEÑO PARA LOS PROCESOS DE Lodos ACTIVADOS. *



FACTOR DE CORRECCION DE SOLUBILIDAD DEL OXIGENO *
RESPECTO A LA ALTURA

RESUMEN DEL TANQUE DE AERACION:

- 1) No. de unidades = 2
- 2) Material = Concreto
- 3) Gasto máximo por unidad = $0.01995 \text{ m}^3/\text{seg} = 1,724.5 \text{ m}^3/\text{día}$
- 4) Ancho del tanque = 10 m.
- 5) Largo del tanque = 24.25 m.
- 6) Profundidad del tanque = 3.30 m.
- 7) Bordo libre = 0.30 m.
- 8) No. de aeradores por unidad = 2
- 9) Potencia por aerador = 20 hp.
- 10) Tiempo de residencia de lodos = 10 días
- 11) Relación F/M kg. DBO aplicada = 0.23
- 12) Carga volumétrica = $0.59 \text{ kg DBO m}^3. \text{ día}$
- 13) $\text{SSVLM} = X_{\text{Va}} = 2,500 \text{ mg/l.}$
- 14) $\text{SSVLM} = X_{\text{Vu}} = 10,000 \text{ mg/l.}$



10) SEDIMENTADOR SECUNDARIO.

El tanque de aereación llega a alterar las características de los sólidos de las aguas negras, pero no los elimina, -- normalmente el efluente contiene sólidos suspendidos que -- deben ser eliminados antes de que se disponga del mismo -- por descarga de aguas receptoras, y para este fin se diseña el tanque de sedimentación secundaria o asentamiento -- final.

El tanque será de planta rectangular y escurrimiento horizontal, con remoción mecánica de sedimentos.

Se calcula a partir del área superficial y transversal, -- con las siguientes fórmulas:

$$bl = \frac{Q}{C_s} \text{ -----(1)}$$

Donde:

Q = Gasto medio

l = Longitud del tanque

b = Ancho del tanque

C_s = Carga superficial

$$bdl = Q T_R \text{ -----(2)}$$

Donde:

Q = Gasto medio

T_R = Tiempo de retención

l = Longitud del tanque

b = Ancho del tanque

d = Profundidad del tanque

Los períodos de retención recomendados por la Sociedad -- Americana de Sanidad Pública, varían entre 1.5 y 2 horas_

y la carga superficial típica de diseño para clarificadores secundarios, esta dada por la siguiente tabla:

Tipo de tratamiento	Carga de superficie ($m^3/m^2.día$)		Carga ($Kg/m^2.h$)		Profundidad (m.)
	Media	Punta	Media	Punta	
Sedimentación a continuación de filtros percoladores.	16-24	40-48	3-5	8	3-4
Sedimentación a continuación de fangos activados por aire.	16-32	40-48	3-6	9	3.5-5
Sedimentación a continuación de aereación prolongada.	8-16	24-32	1-5	7	3.5-5

Metcalf & Eddy.

Para el diseño del tanque, tomamos un tiempo de retención de 2 horas y una carga superficial normal de:

$36 m^3/m^2.día \div 86,400 = 0.000416 m^3/m^2 \text{ seg.}$ de la ecuación (1) tenemos:

$$b1 = \frac{2,262.3 m^3/día}{0.000416 m^3/m^2 \text{ seg}} = \frac{0.026 m^3/seg}{0.000416 m^3/m^2 \text{ seg}}$$

$$b1 = 63 m^2$$

Suponiendo un ancho del tanque de 5 metros ($b = 5 m.$)

$$l = \frac{63}{5} = 12.60 m.$$

De la ecuación (2) tenemos:

$$bd1 = 0.0260 \times 2 \times 3,600 = 187.20 m^3$$

Sustituyendo los valores de b y l tenemos:

$$d = \frac{187.20}{12.60 m \times 5 m} = 3 m.$$

$$T_R = \frac{\text{Volumen del tanque}}{Q \text{ med} \times 3,600 \text{ seg}}$$

$$T_R = \frac{187.20}{0.026 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3,600 \text{ seg.}}$$

$$T_R = 2 \text{ hrs.}$$

10.1) TOLVAS.

En éstas se depositan los sedimentos y lodos barridos por la rastra mecánica, y tendrán una pendiente de 45°.

La remoción de los sedimentos debe hacerse cuando menos - cada 3 horas por medio de carga hidrostática, con el objeto que su septicidad no llegue a presentarse.

Se instalarán 2 unidades de 2.50 m x 2.50 m. cada una.

10.2) RASTRAS MECANICAS.

Tienen como objetivo limpiar el fondo del tanque de sedimentación y llevar los sedimentos a las tolvas, de donde son llevados por presión hidrostática al digestor.

Estas rastras normalmente son de madera y forman una cadena que gira a una velocidad de 0.30 m/min en la base -- del tanque.

Se instalará un motor eléctrico de 1/2 h.p. el cual dará movimiento a las rastras por medio de una cadena y una -- rueda dentada.

10.3) CANALETAS DE DERRAME.

Su finalidad es la de conducir y retener momentaneamente_ las aguas superficiales ya clarificadas y llevarlas hacia el tratamiento subsecuente.

La velocidad necesaria de derrame para poder diseñar ----

estas canaletas se estima en $110 \text{ m}^3/\text{día}$ x m. de vertedor por lo tanto:

$$L = \frac{2,262.30 \text{ m}^3/\text{día}}{110 \text{ m}^3/\text{día}}$$

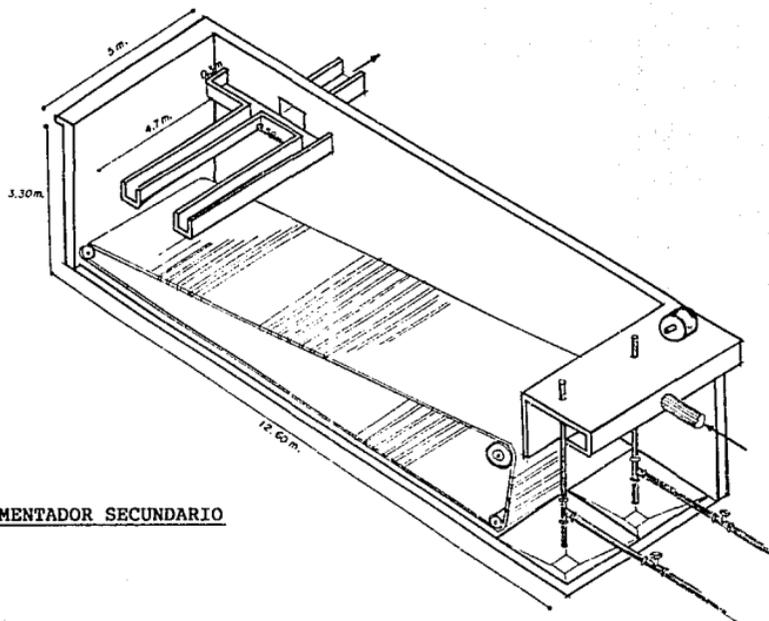
$$L = 20.56 \text{ m.}$$

Esta longitud de vertedor estará distribuída en las canaletas ubicadas al final del tanque, las cuales descargarán directamente sobre el canal de salida del tanque. Tomando en cuenta nuestro gasto regulador permisible de $110 \text{ m}^3/\text{día} = 0.001273 \text{ m}^3/\text{seg}$, la carga por metro de vertedor será:

$$H = \left[\frac{Q}{2/3 \sqrt{2g} C L} \right]^{2/3}$$

$$H = \left[\frac{0.001273148}{(2/3 \sqrt{2(9.81)})^{1/2} \times 1.0 \times 2.0} \right]^{2/3} = 0.0036$$

$$H = 0.0036 \text{ m.}$$



SEDIMENTADOR SECUNDARIO

RESUMEN:

- 1) No. de unidades = 2
- 2) Material = concreto
- 3) Gasto máximo por unidad = 2,262.3 m³/día
- 4) Ancho del tanque = 5.00 m.
- 5) Longitud del tanque = 12.60 m.
- 6) Profundidad del tanque = 3.30 m.
- 7) Bordo libre = 0.30 m.
- 8) Tolvas = 2 unidades por tanque
- 9) Ancho de la tolva = 2.50 m.
- 10) Longitud de la tolva = 2.50 m.
- 11) Inclinación mínima de la tolva = 45°
- 12) Remoción de sedimentos = rastra mecánica
- 13) Material = Madera
- 14) Potencia del motor = 1/2 h.p.
- 15) Velocidad de las rastras = 0.30 m/min.
- 16) Sistema de salida del flujo = canaletas de derrame
- 17) Ancho de la canaleta = 0.30 m.
- 18) Profundidad de la canaleta = 0.30 m.
- 19) Longitud total de vertedor = 20.56 m.
- 20) Carga en el vertedor = 0.0036

11) TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.

El tanque de contacto de cloro tiene como objetivo lograr una mayor desinfección destruyendo algunos organismos patógenos en las aguas. Esta es la última etapa del tratamiento ya que de aquí se podrá disponer de estas directamente para el riego de los campos.

Para el diseño del tanque, sabemos que tenemos un gasto de salida por sedimentador secundario de $1,701.77 \text{ m}^3/\text{día}$, es decir un gasto total de $3,415.54 \text{ m}^3/\text{día} = 0.0395 \text{ m}^3/\text{seg.}$ $\approx 0.040 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y un tiempo de retención de 15 minutos y una velocidad de 0.030 m/seg. con estos datos podemos calcular el área transversal del tanque como sigue:

$$A_t = \frac{Q \text{ med}}{V_e}$$

Donde:

A_t = Área transversal

$Q \text{ med}$ = Gasto medio

V_e = Velocidad de entrada

$$A_t = \frac{0.040 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.030 \text{ m/seg}}$$

$$A_t = 1.33 \text{ m}^2$$

Para calcular el tirante máximo del tanque, tomando un ancho de canal de 0.60 m . tenemos:

$$h = \frac{A_t}{A \text{ can}}$$

Donde:

h = Tirante del canal

A_t = Área transversal

$A \text{ can}$ = Ancho del canal

$$h = \frac{1.33 \text{ m}^2}{0.60 \text{ m.}}$$

$$h = 2.22 \text{ m.}$$

- VOLUMEN DEL TANQUE.

$$V = Q \text{ med } \times \text{ Tr}$$

Donde:

V = Volumen del tanque

Q med = Gasto medio

Tr = Tiempo de retención

$$V = 0.040 \text{ m}^3/\text{seg} \times 15 \text{ min.} \times 60 \text{ seg.}$$

$$V = 36 \text{ m}^3$$

Calculando la longitud del canal tenemos:

$$L_c = \frac{V}{At}$$

Donde:

Lc = Longitud del canal

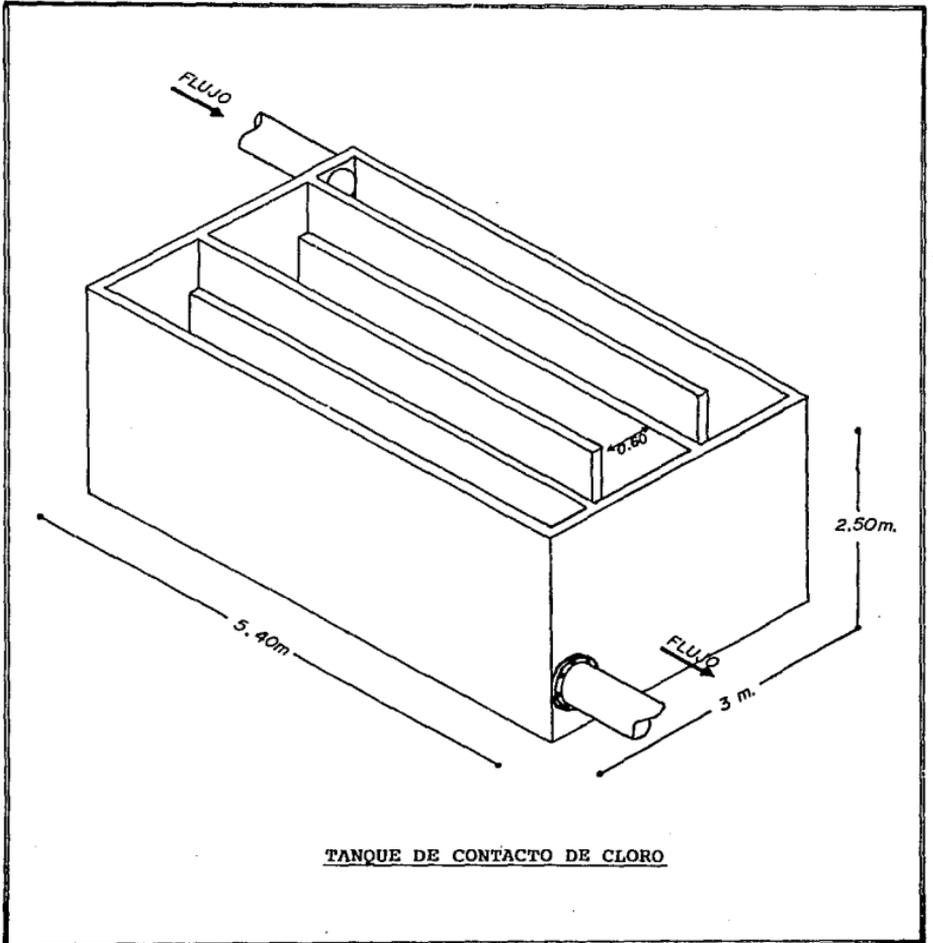
V = Volumen del tanque

At = Area transversal del tanque

$$L_c = \frac{36 \text{ m}^3}{1.33 \text{ m}^2}$$

$$L_c = 27 \text{ m.}$$

Se construirán 5 canales llevando el agua en forma serpentina, con un ancho de tanque de 3 metros y una longitud del tanque de 5.40 m. como lo muestra la siguiente figura:



RESUMEN:

- 1) No. de unidades = 1 pza.
- 2) Material = Concreto
- 3) Largo del tanque = 5.40 m.
- 4) Ancho del tanque = 3 m.
- 5) Profundidad del tanque = 2.50 m.
- 6) Bordo libre = 0.30 m.
- 7) Ancho de los canales = 0.60 m.
- 8) Longitud total de los canales = 27 m.

12) CLORADOR.

La finalidad del clorador es principalmente la desinfección, reduciendo los microorganismos de la materia orgánica, bacteriológicamente.

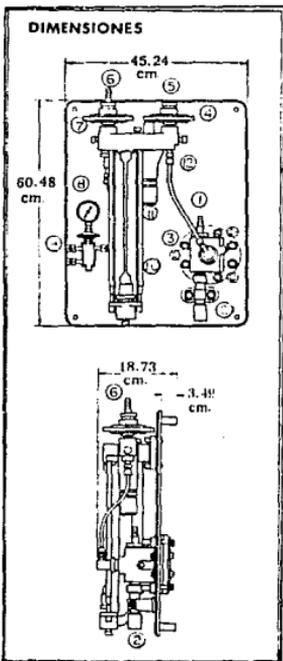
La inyección de cloro debe hacerse preferentemente al -- inicio del tratamiento (Precloración) y al final del --- mismo (Postcloración).

La cantidad de gas cloro es función directa de la cantidad de microorganismos patógenos y depende del grado de desinfección o purificación que se requiera.

La siguiente tabla nos proporciona la cantidad de cloro necesaria según la calidad del agua:

TIPO DE AGUAS	CLORO mg/lt.
Aguas negras brutas	6 - 12
Aguas negras sépticas	12 - 25
Aguas negras sedimentadas	5 - 10
Aguas negras sedimentadas sépticas	12 - 40
Efluente de precipitación química	3 - 10
Efluente de filtros rociadores	3 - 10
Efluente de lodos activados	2 - 8
Efluente de filtros de arena	1 - 5

Para este caso la dosificación de cloro será de 8 mg/lt. se dispondrá de un clorador de vacío el cual será operado en forma manual.



- ① DESCARGA DEL INYECTOR
- ② ENTRADA DE AGUA DE OPERACION AL INYECTOR
- ③ COMBINACION DE INYECTOR Y VALVULA DE RETENCION DE DIAFRAGMA
- ④ VALVULA REGULADORA DE VACIO
- ⑤ AJUSTE DE VACIO
- ⑥ VENTEO
- ⑦ VALVULA REGULADORA DE PRESION
- ⑧ MANOMETRO
- ⑨ ENTRADAS DE GAS
- ⑩ ROTAMETRO
- ⑪ AJUSTADOR DE DOSIFICACION
- ⑫ CRIFICO VARIABLE V - NOTCH

TABLERO CLORADOR

-CAPACIDAD DEL CLORADOR.

$$Cc = Q \text{ med} \times Dc \times 86,400 \times 10^{-3}$$

Donde:

- Cc = Capacidad del clorador
 Q med = Gasto medio
 Dc = Dosificación de cloro

$$Cc = 0.030 \text{ m}^3/\text{seg} \times 8 \text{ mg/lt} \times 86,400 \times 10^{-3}$$

$$Cc = 20.736 \text{ kg/ día}$$

Para los 2 módulos de la planta se necesitarán 41.472 kg. por día para un gasto máximo de 0.040 m³/seg. por lo tanto se utilizará un clorador con una capacidad de 45 kg/día con un rango de medición de 1/20.

RESUMEN:

- 1) No. de unidades = 1 pza.
- 2) Tipo de clorador = Vacío
- 3) Operación = manual
- 4) Dosificación = 8 mg/lt.
- 5) Capacidad = 45 kg/día
- 6) Tanques de cloro = 9 pzas.
- 7) Capacidad de c/tanque = 68 kg.

DISEÑO DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO DE LODOS

Las bases de diseño consideradas para el dimensionamiento de las unidades son las siguientes:

- 1) Flujo de lodos $Q = 26.18 \text{ m}^3/\text{d}$
- 2) Concentración de lodos a la salida del sedimentador
Primario = 4% (40 kg/m³)
- 3) Concentración de lodos a la salida del sedimentador
secundario = 1% (10 kg/m³)
- 4) Criterio de carga para el dimensionamiento del espesador
40 kg/m²-día.
- 5) Concentración a la salida del espesador = 4% (40 kg/m³)
- 6) Criterio para el diseño del digestor = 18 días de tiempo
de retención hidráulico.
- 7) Demanda de oxígeno en el digestor 2 kg O₂/kg. de sólido
destruido.
- 8) Eficiencia de transferencia de O₂ = 0.5651 O₂/h.p.-hr
- 9) Tasa de destrucción de sólidos = 30%
- 10) Concentración de la torta a la salida de la operación de
secado = 18% (180 kg/m³)
- 11) Producción total diaria de lodos (máscica) = 365.7 kg/d
(3.456 m³/d x 40 kg/m³ + 22.73 m³/d x 10 kg/m³) = 365.7
- 12) Concentración de lodos a la entrada del Digestor Aeróbico

$$C_m = \frac{3.456 \text{ m}^3/\text{d} \times 40 \text{ kg/m}^3 + 22.73 \text{ m}^3/\text{d} \times 10 \text{ kg/m}^3}{26.18 \text{ m}^3/\text{d}} = 13.96$$

$$C_m = 13.96 \text{ kg/m}^3$$

13) DIGESTOR AEROBICO DE LODOS

$$\text{Volumen} = \frac{365.7 \text{ kg/d}}{13.96 \text{ kg/m}^3} \times 18 \text{ dias} = 471.53 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen} = 471.53 \text{ m}^3$$

Suponiendo $h = 3.20 \text{ m}$. tenemos:

$$V = A \times h$$

$$A = \frac{V}{h} = \frac{471.53 \text{ m}^3}{3.20 \text{ m}} = 147.35 \text{ m}^2$$

Como $A = B \times L$, si hacemos $B = L$ y suponiendo $B = 12.14 \text{ m}$. tenemos:

$$L = \frac{147.35 \text{ m}^2}{12.14 \text{ m}} = 12.14 \text{ m}.$$

$$L = 12.14 \text{ m}.$$

* Necesidades de oxígeno:

$$\text{kg O}_2/\text{d} = 365.7 \text{ kg/d} \times 0.3 \times 2 = 219.4 \text{ kg O}_2/\text{día}$$

$$\text{h.p.} = \frac{219.4 \text{ kg O}_2/\text{d}}{0.5651 \text{ kg O}_2 \text{ hp-hr} \times 24 \text{ hr}} = 16.17 \text{ hp} \approx 20 \text{ h.p.}$$

Por lo tanto se usará un aereador de 20 h.p.

RESUMEN DEL DIGESTOR AEROBICO:

- 1) No. de unidades = 1
- 2) Largo de la unidad = 12.14 m.
- 3) Ancho de la unidad = 12.14 m.
- 4) Profundidad = 3.50 m.
- 5) Bordo libre = 0.30 m.
- 6) Equipado con un aereador
- 7) Capacidad del aereador = 20 H.P.

14) ESPESADOR DE LODOS

$$\text{Area} = \frac{365.7/d \times 0.7}{40 \text{ kg/m}^2-d} = 6.4 \text{ m}^2$$

El diámetro de la unidad será:

$$D = \sqrt{\frac{4 A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(6.4)}{3.1416}} = 2.85 \text{ m.}$$

$$D = 2.85 \text{ m.}$$

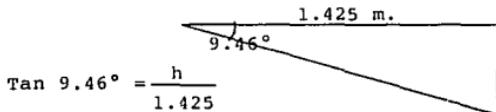
Suponiendo una altura $h = 2.8 \text{ m.}$ tenemos un volumen de:

$$\text{Volumen} = 6.4 \text{ m}^2 \times 2.8 \text{ m.} = 17.92 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de la tolva} = \frac{A h}{3}$$

$$\text{y el area } A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.1416 (2.85)^2}{4} = 6.38$$

Para obtener h tenemos que:



$$\tan 9.46^\circ = \frac{h}{1.425}$$

$$h = \tan 9.46^\circ (1.425) = 0.24 \text{ m.}$$

$$\text{Volumen de la tolva} = \frac{A h}{3} = \frac{6.38 \text{ m}^2 \times 0.24}{3} = 0.51 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total} = 17.92 \text{ m}^3 + 0.51 \text{ m}^3 = 18.43 \text{ m}^3$$

El tiempo de retención hidráulico será:

$$T_r = \frac{18.43 \text{ m}^3}{26.18 \text{ m}^3/\text{d}} = 0.7039 = 16.89 \text{ hrs} \approx 17 \text{ hrs.}$$

RESUMEN DEL ESPESADOR DE LODOS:

- 1) No. de unidades = 1
- 2) Diámetro de la unidad = 2.85 m.
- 3) Profundidad = 3.34 m.
- 4) Bordo libre = 0.30 m.
- 5) Pendiente tolva = 9.46° (1/6)

15) CENTRIFUGACION DE LODOS (COMPACTACION)

$$\text{Volumen a secar} = \frac{365.7 \text{ kg/d} \times 0.7}{40 \text{ kg/m}^3} = 6.4 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\frac{6.4 \text{ m}^3/\text{d} \times 1000 \div 3.78}{24 \times 60} = 1.175 \text{ gal/min.}$$

Si la capacidad mínima de una centrifuga es de 5 gal/min; de acuerdo al flujo que tenemos de 1.175 gal/min, la centrifuga operará unicamente 6 hrs. por día.

$$\text{Volumen a la salida} = \frac{365.7 \text{ kg/d} \times 0.7}{180 \text{ kg/m}^3} = 1.422 \text{ m}^3/\text{d}$$

Volumen de salida = 1.422 m³/día, a disponer como acondicionador o mejorador de tierras para el mismo campo de golf.

RESUMEN:

- 1) No. de unidades = 1
- 2) Volumen a secar = 6.4 m³/d
- 3) Volumen a la salida = 1.422 m³/d

16) FONTANERIA.

Se utilizará básicamente una tubería de acero al carbón A-53 B, en las instalaciones de la planta, y piezas especiales de fierro fundido como codos 90°, T's, bridas, etc. de acero al carbón A-105. En la descarga de bombas se utilizarán principalmente válvulas de mariposa tipo F-111 y válvulas check tipo F-213. Los diámetros y longitudes, están dados en la sección de Líneas de Tubería de este capítulo.

17) BOMBAS.

Se utilizarán dos bombas para el bombeo de aguas negras del cárcamo de bombeo hacia el sedimentador primario, y cada bomba llevará el agua a su respectivo módulo, con instalación separada para cada bomba.

La bomba deberá trabajar con un gasto de 317 g.p.m. \approx 320 g.p.m. y una carga dinámica total de 25 ft.

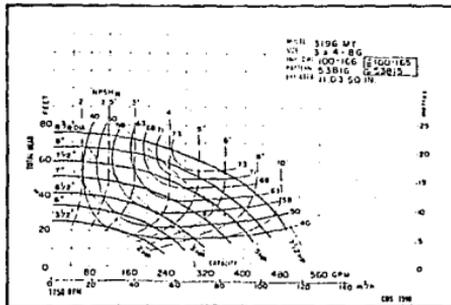
Modelo 3196 MT

Tamaño 3x4 - 8G A70 con impulsor de (6" 13/16) 173 mm ϕ .

Capacidad 320 q.p.m.

Potencia 4 h.p.

1750 r.p.m.



II. MEMORIA DE CALCULO HIDRAULICO

NIVELES DE CONTROL.

Se utilizará un sistema de niveles para el arranque y paro de bombas, a una altura de un metro y dos metros, ambas bombas - pararán en el nivel más bajo.

El fondo del cárcamo tendrá una pendiente del 3% para evitar_ depósitos de lodo.

PERFIL HIDRAULICO.

Para efectos del cálculo hidráulico del sistema, se considera_ rá una secuencia de cálculo determinando primeramente el diá- metro de la tubería tomando en cuenta el gasto y velocidad -- del flujo a través de la misma.

Como se mencionó anteriormente, se usará tubería de acero al_ carbón A-53 B.

Para el cálculo de pérdidas de carga se usará la fórmula de - Hansen:

$$A_p = 0.0216 \frac{f Q^2 S}{D^5}$$

Donde:

Q = Gasto máx. (galones por minuto)

S = 62.4

D = Diámetro de la tubería (pulgadas)

f = Factor de fricción

Las longitudes equivalentes de piezas especiales y/o acceso-- rios, así como la resistencia debida a la entrada y salida de la tubería, los valores de fricción y rugosidad, y la rela--- ción entre el gasto, el diámetro y la velocidad de la tubería se tomarán de las tablas y curvas hidráulicas de Crane.

Representative Equivalent Length¹ in Pipe Diameters (L/D) Of Various Valves and Fittings

Description of Product			Equivalent Length In Pipe Diameters (L/D)
Globe Valves	Stem Perpendicular to Run	With no obstruction in flat, bevel, or plug type seat	Fully open 340
		With wing or pin guided disc	Fully open 450
	Y-Pattern	(No obstruction in flat, bevel, or plug type seat)	Fully open
		- With stem 60 degrees from run of pipe line - With stem 45 degrees from run of pipe line	Fully open 175 Fully open 145
Angle Valves		With no obstruction in flat, bevel, or plug type seat	Fully open 145
		With wing or pin guided disc	Fully open 200
Gate Valves	Wedge, Disc, Double Disc, or Plug Disc		Fully open 13
			Three-quarters open 35
			One-half open 160
			One-quarter open 900
	Pulp Stock		Fully open 17
			Three-quarters open 50 One-half open 260 One-quarter open 1200
Conduit Pipe Line Gate, Ball, and Plug Valves			Fully open 3**
Check Valves	Conventional Swing	0.51	Fully open 135
	Clearway Swing	0.51	Fully open 50
	Globe Lift or Stop; Stem Perpendicular to Run or Y-Pattern	2.01	Fully open Same as Globe
	Angle Lift or Stop	2.01	Fully open Same as Angle
	In-Line Ball	2.5 vertical and 0.25 horizontal	Fully open 150
Foot Valves with Strainer		With poppet lift-type disc	0.31
		With leather-hinged disc	0.41
Butterfly Valves (8-inch and larger)			Fully open 40
Cocks	Straight-Through	Rectangular plug port area equal to 100% of pipe area	Fully open 18
	Three-Way	Rectangular plug port area equal to 80% of pipe area (fully open)	Flow straight through 44
			Flow through branch 140
Fittings	90 Degree Standard Elbow		30
	45 Degree Standard Elbow		16
	90 Degree Long Radius Elbow		20
	90 Degree Street Elbow		50
	45 Degree Street Elbow		26
	Square Corner Elbow		57
	Standard Tee	With flow through run	20
		With flow through branch	60
Close Pattern Return Bend			50

Resistance Due to Pipe Entrance and Exit



$K = 0.78$
Inward
Projecting Pipe
Entrance



$K = 0.50$
Sharp
Edged
Entrance



$K = 0.23$
Slightly
Rounded
Entrance



$K = 0.04$
Well
Rounded
Entrance



$K = 1.0$
Projecting
Pipe
Exit

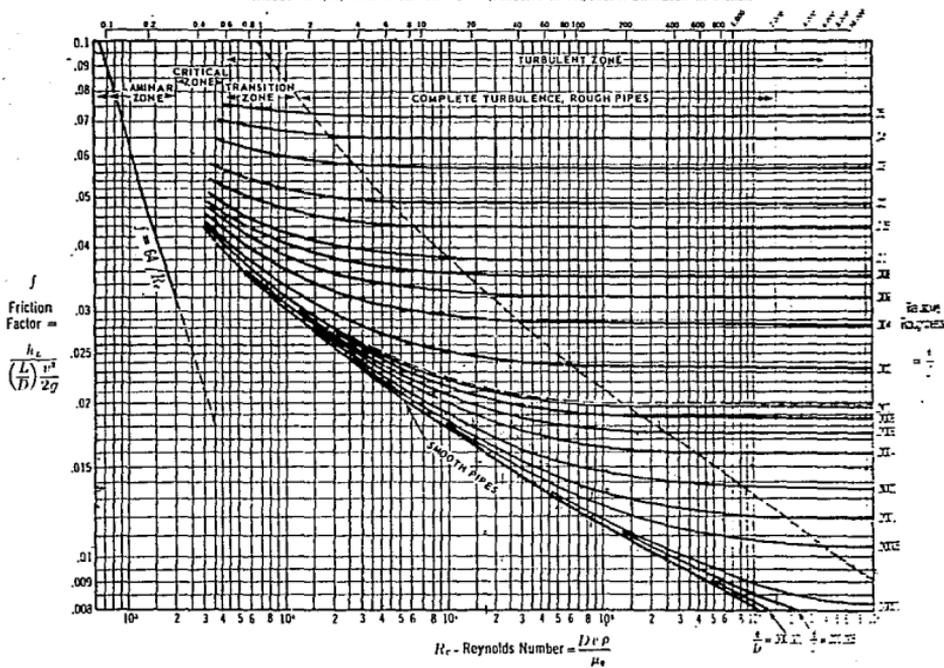


$K = 1.0$
Sharp
Edged
Exit



$K = 1.0$
Rounded
Exit

Friction Factors for Any Type of Commercial Pipe

VALUES OF (fD) FOR WATER AT 60° F (VELOCITY IN FT./SEC. X DIAMETER IN INCHES)

180

Flow of Water Through Schedule 40 Steel Pipe

Discharge		Pressure Drop per 100 feet and Velocity in Schedule 40 Pipe for Water at 60 F.														
Gallons per Minute	Cubic Ft. per Second	Velocity		Velocity		Velocity		Velocity		Velocity		Velocity		Velocity		
		Press. Drop	Vel.	Press. Drop	Vel.	Press. Drop	Vel.	Press. Drop	Vel.	Press. Drop	Vel.	Press. Drop	Vel.	Press. Drop	Vel.	
		Feet per Second	Lbs. per Sq. In.	Feet per Second	Lbs. per Sq. In.	Feet per Second	Lbs. per Sq. In.	Feet per Second	Lbs. per Sq. In.	Feet per Second	Lbs. per Sq. In.	Feet per Second	Lbs. per Sq. In.	Feet per Second	Lbs. per Sq. In.	
		1/4"		1/4"		3/8"		1/2"		3/4"		1 1/4"		1 1/2"		
3	0.000446	1.11	1.86	0.615	0.359	0.104	0.159	0.317	0.081	0.101	0.031					
4	0.000971	1.09	4.32	0.915	0.903	0.072	0.345	0.412	0.049							
5	0.001114	2.26	6.98	1.23	1.61	0.058	0.525	0.518	0.147	0.101	0.031					
6	0.00134	3.39	14.7	1.61	3.19	0.041	0.751	0.613	0.240	0.101	0.031					
8	0.00178	4.52	25.0	2.49	5.44	0.030	1.044	0.408	0.461	0.084	0.101					
10	0.00232	1.65	37.2	3.08	8.28	1.68	1.85	1.68	0.600	0.02	0.185	0.071	0.048			
15	0.00468	11.19	134.4	6.16	30.1	3.26	5.58	3.21	1.10	0.02	0.526	0.741	0.184	0.479	0.044	
20	0.00801	1.01	84.1	9.15	84.1	5.04	13.9	4.17	4.33	0.01	1.09	1.14	0.336	0.844	0.090	
30	0.01114	1.01	111.2	12.13	111.2	6.71	13.9	6.71	13.9	0.01	1.83	1.49	0.585	0.818	0.150	
40	0.01537	0.74	0.044	2 1/2"	10.68	51.9	8.31	15.8	3.61	3.84	2.23	1.17	1.39	0.309	0.206	0.145
50	0.01782	0.261	0.073	11 3/4"	11.44	91.1	11.44	91.1	4.81	6.60	3.97	1.99	1.23	0.588	1.26	0.241
60	0.02125	0.909	0.100	0.670	0.048	1.14	10.50	12.4	9.02	9.49	7.17	1.96	2.15	0.774	1.58	0.361
75	0.03342	1.01	0.124	1.01	0.094	1.51	10.50	12.4	10.01	21.6	1.37	0.36	1.32	1.63	3.27	0.755
100	0.04456	1.91	0.14	1.88	0.056	1.74	10.50	12.4	17.0	17.0	1.80	0.835	1.073	0.713	3.16	1.38
125	0.05570	2.30	0.156	1.8	0.234	0.9	0.081	0.112	0.041	0.25	0.26	1.67	5.37	4.21	1.94	1.53
150	0.06684	2.87	0.784	2.01	0.317	1.10	0.114	0.074	0.058	11.14	13.8	6.44	5.91	4.21	2.72	2.72
175	0.07798	3.15	1.05	2.31	0.436	1.12	0.151	1.16	0.204	0.851	0.081	4.81	3.5	8.19	10.74	3.85
200	0.08912	3.81	1.35	2.68	0.566	1.24	0.192	1.08	0.266	1.01	0.051	4.81	5.2	8.19	10.74	3.85
250	0.11003	4.10	1.67	3.01	0.668	1.31	0.236	1.40	0.117	1.1	0.664	4.81	6.67	11.80	7.09	8.45
300	0.13114	4.78	2.03	3.31	0.839	2.17	0.288	1.61	0.143	1.36	0.076	1.0	7.24	16.46	7.08	7.78
350	0.15228	5.44	2.37	3.53	1.02	2.44	0.346	1.81	0.167	1.5	0.076	1.0	9.77	21.3	9.77	10.41
400	0.17342	6.10	2.74	3.84	1.21	2.71	0.408	2.02	0.191	1.76	0.143	1.2	0.047	12.05	12.05	12.12
450	0.19456	6.78	3.13	4.13	1.40	2.98	0.471	2.23	0.215	1.99	0.167	1.4	0.047	16.46	16.46	16.46
500	0.21570	7.46	3.52	4.42	1.59	3.25	0.534	2.44	0.239	2.26	0.191	1.6	0.047	21.3	21.3	21.3
600	0.25784	8.45	4.57	5.04	2.13	3.81	0.641	2.92	0.316	2.72	0.214	1.44	0.074	28.7	28.7	28.7
700	0.29998	9.44	5.62	5.66	2.67	4.37	0.748	3.40	0.393	3.18	0.238	1.6	0.074	38.5	38.5	38.5
800	0.34212	10.43	6.67	6.28	3.21	4.94	0.855	3.89	0.476	3.64	0.262	1.8	0.074	50.0	50.0	50.0
900	0.38426	11.42	7.72	6.89	3.75	5.51	0.962	4.38	0.559	4.10	0.286	2.0	0.074	63.0	63.0	63.0
1000	0.42640	12.41	8.77	7.50	4.29	6.08	1.070	4.87	0.642	4.56	0.310	2.2	0.074	78.0	78.0	78.0
1100	0.46854	13.40	9.82	8.11	4.83	6.65	1.178	5.36	0.725	5.02	0.334	2.4	0.074	95.0	95.0	95.0
1200	0.51068	14.39	10.87	8.72	5.37	7.22	1.286	5.85	0.810	5.48	0.358	2.6	0.074	114.0	114.0	114.0
1300	0.55282	15.38	11.92	9.33	5.91	7.79	1.394	6.34	0.895	5.94	0.382	2.8	0.074	135.0	135.0	135.0
1400	0.59496	16.37	12.97	9.94	6.45	8.36	1.502	6.83	0.980	6.40	0.406	3.0	0.074	158.0	158.0	158.0
1500	0.63710	17.36	14.02	10.55	7.00	8.93	1.610	7.32	1.065	6.86	0.430	3.2	0.074	183.0	183.0	183.0
1600	0.67924	18.35	15.07	11.16	7.54	9.50	1.718	7.81	1.150	7.32	0.454	3.4	0.074	210.0	210.0	210.0
1700	0.72138	19.34	16.12	11.77	8.09	10.07	1.826	8.30	1.235	7.78	0.478	3.6	0.074	238.0	238.0	238.0
1800	0.76352	20.33	17.17	12.38	8.63	10.64	1.934	8.79	1.320	8.24	0.502	3.8	0.074	278.0	278.0	278.0
1900	0.80566	21.32	18.22	12.99	9.18	11.21	2.042	9.28	1.405	8.70	0.526	4.0	0.074	330.0	330.0	330.0
2000	0.84780	22.31	19.27	13.60	9.73	11.78	2.150	9.77	1.490	9.16	0.550	4.2	0.074	395.0	395.0	395.0
2100	0.88994	23.30	20.32	14.21	10.27	12.35	2.258	10.26	1.575	9.62	0.574	4.4	0.074	475.0	475.0	475.0
2200	0.93208	24.29	21.37	14.82	10.82	12.92	2.366	10.75	1.660	10.08	0.598	4.6	0.074	570.0	570.0	570.0
2300	0.97422	25.28	22.42	15.43	11.37	13.49	2.474	11.24	1.745	10.54	0.622	4.8	0.074	685.0	685.0	685.0
2400	1.01636	26.27	23.47	16.04	11.92	14.06	2.582	11.73	1.830	11.00	0.646	5.0	0.074	820.0	820.0	820.0
2500	1.05850	27.26	24.52	16.65	12.47	14.63	2.690	12.22	1.915	11.46	0.670	5.2	0.074	980.0	980.0	980.0
2600	1.10064	28.25	25.57	17.26	13.02	15.20	2.800	12.71	2.000	11.92	0.694	5.4	0.074	1165.0	1165.0	1165.0
2700	1.14278	29.24	26.62	17.87	13.57	15.77	2.910	13.20	2.085	12.38	0.718	5.6	0.074	1380.0	1380.0	1380.0
2800	1.18492	30.23	27.67	18.48	14.12	16.34	3.020	13.69	2.170	12.84	0.742	5.8	0.074	1625.0	1625.0	1625.0
2900	1.22706	31.22	28.72	19.09	14.67	16.91	3.130	14.18	2.255	13.30	0.766	6.0	0.074	1900.0	1900.0	1900.0
3000	1.26920	32.21	29.77	19.70	15.22	17.48	3.240	14.67	2.340	13.76	0.790	6.2	0.074	2210.0	2210.0	2210.0
3100	1.31134	33.20	30.82	20.31	15.77	18.05	3.350	15.16	2.425	14.22	0.814	6.4	0.074	2660.0	2660.0	2660.0
3200	1.35348	34.19	31.87	20.92	16.32	18.62	3.460	15.65	2.510	14.68	0.838	6.6	0.074	3260.0	3260.0	3260.0
3300	1.39562	35.18	32.92	21.53	16.87	19.19	3.570	16.14	2.595	15.14	0.862	6.8	0.074	4020.0	4020.0	4020.0
3400	1.43776	36.17	33.97	22.14	17.42	19.76	3.680	16.63	2.680	15.60	0.886	7.0	0.074	4950.0	4950.0	4950.0
3500	1.47990	37.16	35.02	22.75	17.97	20.33	3.790	17.12	2.765	16.06	0.910	7.2	0.074	6070.0	6070.0	6070.0
3600	1.52204	38.15	36.07	23.36	18.52	20.90	3.900	17.61	2.850	16.52	0.934	7.4	0.074	7400.0	7400.0	7400.0
3700	1.56418	39.14	37.12	23.97	19.07	21.47	4.010	18.10	2.935	16.98	0.958	7.6	0.074	8950.0	8950.0	8950.0
3800	1.60632	40.13	38.17	24.58	19.62	22.04	4.120	18.59	3.020	17.44	0.982	7.8	0.074	10750.0	10750.0	10750.0
3900	1.64846	41.12	39.22	25.19	20.17	22.61	4.230	19.08	3.105	17.90	1.006	8.0	0.074	12850.0	12850.0	12850.0
4000	1.69060	42.11	40.27	25.80	20.72	23.18	4.340	19.57	3.190	18.36	1.030	8.2	0.074	15300.0	15300.0	15300.0
4100	1.73274	43.10	41.32	26.41	21.27	23.75	4.450	20.06	3.275	18.82	1.054	8.4	0.074	18150.0	18150.0	18150.0
4200	1.77488	44.09	42.37	27.02	21.82	24.32	4.560	20.55	3.360	19.28	1.078	8.6	0.074	21400.0	21400.0	21400.0
4300	1.81702	45.08	43.42	27.63	22.37	24.89	4.670	21.04	3.445	19.74	1.102	8.8	0.074	25100.0	25100.0	25100.0
4400	1.85916	46.07	44.47	28.24	22.92	25.46	4.780	21.53	3.530	20.20	1.126	9.0	0.074	29250.0	29250.0	292

* Canal de aproximación de concreto a caja partidora.

En este canal, las pérdidas tanto por longitud como por ensanchamiento del mismo no se consideran por ser muy pequeñas, de igual manera las pérdidas provocadas por ambas rejillas. La altura -- del tirante sobre el vertedor será de 0.06 m. para un gasto máx. de 0.040 m³/seg. y los niveles dentro de la caja serán:

$$Q = C L H^{3/2} \quad H = \left[\frac{0.020 \text{ m}^3/\text{seg.}}{1.82 \times 0.70 \text{ m.}} \right]^{2/3}$$

$$H = \left[\frac{Q}{C L} \right]^{2/3} \quad H = 0.0626 \text{ m.}$$

$$H = \left[\frac{0.015 \text{ m}^3/\text{seg.}}{1.82 \times 0.70 \text{ m.}} \right]^{2/3}$$

$$H = 0.0520 \text{ m.}$$

Por lo tanto:

$$Q \text{ max} = 40 \text{ l.p.s.} \quad H = 0.36 \text{ m.}$$

$$Q \text{ med} = 30 \text{ l.p.s.} \quad H = 0.35 \text{ m.}$$

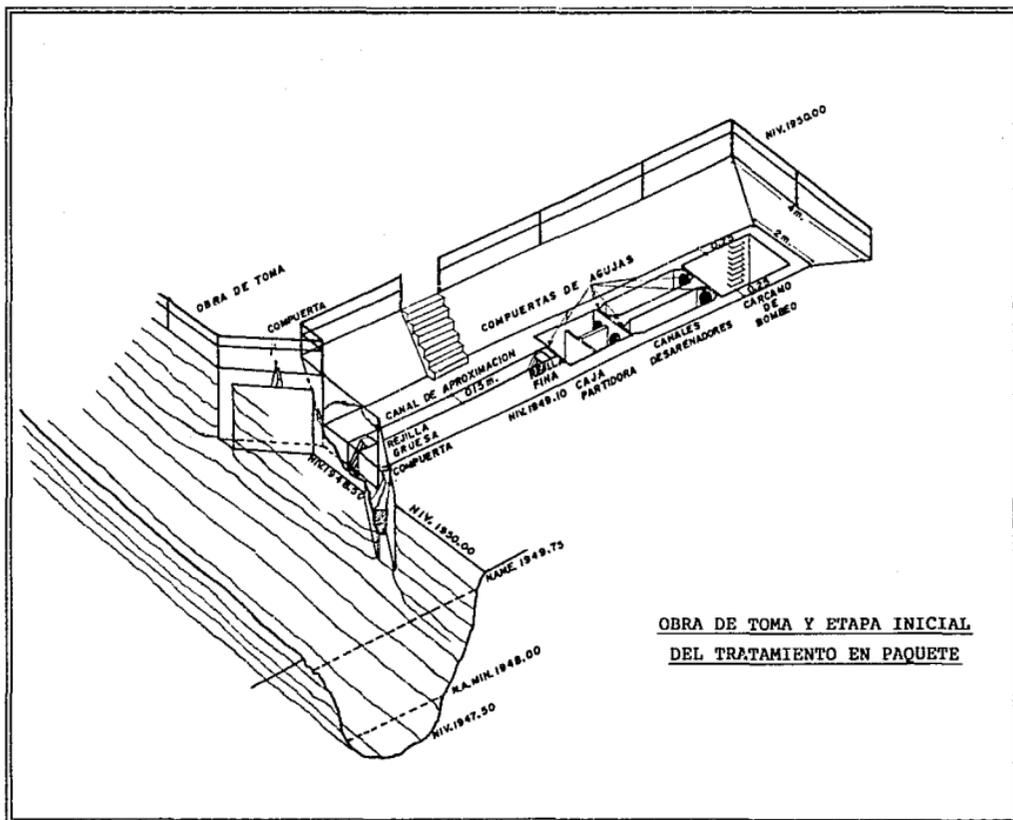
La altura del tirante es casi la misma para ambos gastos.

* Caja partidora al desarenador.

De acuerdo al cálculo funcional de la planta, los orificios de salida tendrán un diámetro de 0.30 m., sin embargo es conveniente que se manejen estos equipos en forma de paquete, en el que se utilizarán compuertas de aguja de madera; en caso de que se requiera mantenimiento para alguno de los desarenadores. La pérdida de carga es muy despreciable y los niveles dentro de los -- desarenadores serán prácticamente los mismos.

* Desarenador a cárcamo de bombeo.

De forma similar a la entrada de los desarenadores, en la parte opuesta o salida de éstos, el flujo se descargará directamente -- al cárcamo de bombeo por medio de orificios de 0.30 m. de diámetro, y se utilizarán igualmente compuertas de aguja de madera -- para cada desarenador. Esta etapa inicial del tratamiento se manejará en forma de paquete, como lo muestra la siguiente figura:



Línea I.- Cárcamo de bombeo a sedimentador primario.

Este tramo de tubería trabajará a la presión ejercida por el bombeo y el flujo se descargará directamente en el clarificador primario.

El diámetro será de 0.1524 m. = 6"; como ya se mencionó anteriormente se utilizará un sistema de niveles de control para el paro y arranque de ambas bombas.

Línea II.- Sedimentador primario a tanque de aereación.

El cálculo se hará desde el sedimentador más alejado correspondiente al módulo uno, al tanque de aereación del módulo dos, de esta manera, la planta podrá operar combinando ambos módulos para el mantenimiento de equipos e instalaciones.

$$L_L = \text{Longitud de la línea} = 25.77 \text{ m.} \approx 85'$$

$$Q = \text{Gasto máximo} = 1,728 \text{ m}^3/\text{día} = 20 \text{ l.p.s.} = 317 \text{ G.p.m.}$$

El diámetro se determinó con base en el manual de John H. Perry, considerando el diámetro económico para la tubería:

$$\phi = (317)^{0.41} \times 0.45 = 4.77''$$

Sin embargo, se utilizará una tubería de 6" de diámetro para fines prácticos con una velocidad promedio de 3.6'/seg.

$$(L/D)_{acc.} = 1 \text{ ent.} + 5 \text{ codos } 90^\circ + 3 \text{ tes} + 3 \text{ válv. de marip.} \\ + 1 \text{ salida.}$$

De la tabla de longitudes equivalentes para piezas especiales tenemos:

$$(L/D)_{acc.} = 1 \text{ ent.} + 5(30) + 3(60) + 3(40) + 1 \text{ sal.}$$

Sabiendo que:

$$D = 6'' = 0.5'$$

$$S = 62.4$$

$$\mu_e = 0.0000472$$

$$Re = \frac{D_v \rho}{\mu_e} = \frac{(0.5')(3.6)(62.4)}{0.0000472} = 2.417 \times 10^6$$

Con el número de Reynolds y de la tabla de factores de fricción obtenemos $f = 0.015$

$$\text{Con la ecuación: } k = f \frac{L}{D} \Rightarrow \frac{L}{D} = \frac{k}{f}$$

y la tabla de resistencia debida a la entrada y salida de tubería obtenemos los coeficientes de resistencia:

$$k \text{ para l ent.} = 0.50$$

$$k \text{ para l sal.} = 1.00$$

$$\text{ent. } \frac{L}{D} = \frac{0.50}{0.015} = 33.33$$

$$\text{sal. } \frac{L}{D} = \frac{1}{0.015} = 66.66$$

$$(L/D)_{\text{acc.}} = 33.33 + 5(30) + 3(40) + 3(30) + 66.66$$

$$(L/D)_{\text{acc.}} = 460$$

$$L = 460 (D) = 460(6") = 460 (0.5') = 230'$$

$$L_{\text{total}} = 85' + 230' = 315'$$

Para obtener la diferencia de potencial entre el sedimentador y el tanque de aereación, por Hansen tenemos:

$$\Delta P = 0.0216 \frac{f Q^2 \rho}{D^5}$$

$$\Delta P_{100} = 0.0216 \times \frac{0.015 (317)^2 62.4}{7776} = 0.2612 \text{ psi/100}$$

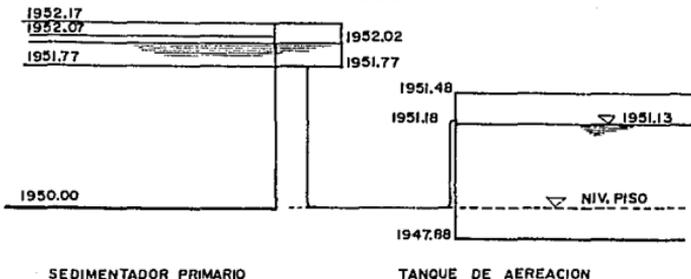
$$\Delta P = 0.2612 \times 2.3' / \text{psi} = 0.53' / 100 \text{ pies}$$

$$\Delta P_t = 315' \times \frac{0.53}{100} = 1.6'$$

Con un factor de seguridad = 1.2 tenemos:

$$\Delta P_t = 1.2 \times 1.6' = 1.92' = 58.52 \text{ cm.}$$

El resultado del cálculo anterior, nos indica que debe existir un desnivel de 58.52 cm. entre ambas unidades como se muestra en la figura de la siguiente página:



Línea III.- Tanque de aereación a sedimentador secundario.

De la misma manera que la línea II, la pérdida de carga de esta línea se calculará del tanque de aereación más alejado correspondiente al módulo uno, al sedimentador secundario del módulo dos.

L_1 = Longitud de línea = 34.4 m. \approx 117'

Q = Gasto máx. = 2,262.3 m³/día = 26.18 l/seg. = 413 G.p.m.
Con una velocidad promedio de 4.7'/seg., el diámetro de la tubería por John H. Perry tenemos:

$$d = (413)^{0.41} \times 0.45 = 5.31 \approx 6''$$

$\left(\frac{L}{D}\right)_{acc.} = 1 \text{ sal.} + 4 \text{ codos } 90^\circ + 2 \text{ valv. mar.} + 2 \text{ tes} + 1 \text{ ent.}$
De la tabla de longitudes equivalentes para piezas especiales obtenemos:

$$\left(\frac{L}{D}\right)_{acc.} = 1 \text{ sal.} + 4(30) + 2(40) + 2(60) + 1 \text{ ent.}$$

Sabiendo que:

$$D = 6'' = 0.5'$$

$$f = 62.4$$

$$K_e = 0.0000472$$

$$Re = \frac{Dv_f}{\mu_e} = \frac{(0.5')(4.7)(62.4)}{0.0000472} = 2.417 \times 10^6$$

Con el número de Reynolds y de la tabla de factores de fricción obtenemos:

$$f \approx 0.015$$

Con la ecuación:

$$k = f \frac{L}{D} \Rightarrow \frac{L}{D} = \frac{k}{f}$$

y de la tabla de resistencia por la entrada y salida de la tubería obtenemos los coeficientes de resistencia de ambas:

$$k \text{ para 1 sal.} = 1.00$$

$$k \text{ para 1 ent.} = 0.50$$

$$\text{ent } \frac{L}{D} = \frac{0.50}{0.015} = 33.33$$

$$\text{sal } \frac{L}{D} = \frac{1}{0.015} = 66.66$$

$$(L/D)_{\text{acc.}} = 66.66 + 4(30) + 2(40) + 2(60) + 33.33$$

$$(L/D)_{\text{acc.}} = 420$$

$$L = 420(D) = 420(6") = 420(0.5') = 210'$$

$$L_{\text{Total}} = 117' + 210' = 327'$$

Para obtener la pérdida de carga y por tanto el desnivel entre el tanque de aereación y el sedimentador secundario; por Hansen tenemos:

$$\Delta P = 0.0216 \frac{f Q^2 S}{D^5}$$

$$\Delta P_{100} = 0.0216 \times \frac{0.015(413)^2 \cdot 62.4}{7776} = 0.4434 \text{ psi/100}$$

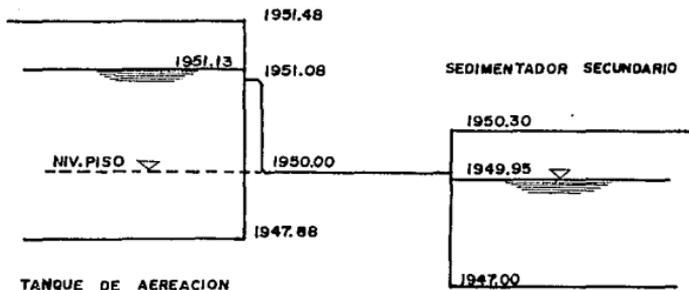
$$\Delta P = 0.4434 \times 2.3' / \text{pies} = 1.01' / 100 \text{ pies}$$

$$\Delta P_t = 327' \times \frac{1.01'}{100'} = 3.30'$$

El factor de seguridad será de 1.2, y tenemos:

$$\Delta P_t = 1.2 \times 3.30' = 3.96' = 1.14 \text{ m.}$$

Los niveles que existirán entre el tanque de aereación y el sedimentador secundario se muestran en el siguiente diagrama:



Línea IV.- Sedimentador secundario a tanque de contacto de cloro.

Esta línea descargará el agua sedimentada llevándola al proceso final de cloración.

L_1 = Longitud de la línea = 4.40 m. \approx 15'

Q = Gasto máx. = 1,701.77 m³/día = 19.70 l/seg. = 311 G.p.m.

La velocidad promedio será para la tubería de 3.6'/seg; por lo tanto el diámetro lo obtendremos del condensado de John H. Perry:

$$D = (311)^{0.41} \times 0.45 = 4.73 \approx 6"$$

Para tener uniformidad en las líneas de tubería de la planta, se seguirá considerando un diámetro de 6".

$(L/D)_{acc.} = 1 \text{ sal} + 1 \text{ valv. mar.} + 1 \text{ Te} + 2 \text{ codos } 90^\circ + 1 \text{ ent.}$

De la tabla de longitudes equivalentes para piezas especiales tenemos:

$(L/D)_{acc.} = 1 \text{ sal} + 1(40) + 1(60) + 2(30) + 1 \text{ ent.}$

Sabiendo que:

$$D = 6'' = 0.5'$$

$$J = 62.4$$

$$\mu_e = 0.0000472$$

$$Re = \frac{DvJ}{\mu_e} = \frac{(0.5)(3.6)(62.4)}{0.0000472} = 2.417 \times 10^6$$

Con el número de Reynolds y la tabla de factores de fricción, tenemos: $f = 0.015$

De la ecuación:

$$k = f \frac{L}{D} \Rightarrow \frac{L}{D} = \frac{k}{f}$$

De la tabla de resistencia por efectos de la salida y entrada de la tubería, tenemos:

$$k \text{ para 1 sal} = 1.00$$

$$k \text{ para 1 ent} = 0.50$$

$$\text{sal } \frac{L}{D} = \frac{1}{0.015} = 66.66$$

$$\text{ent } \frac{L}{D} = \frac{0.50}{0.015} = 33.33$$

$$(L/D)_{acc} = 66.66 + 1(40) + 1(60) + 2(30) + 33.33$$

$$(L/D)_{acc.} = 260'$$

$$L = 260(D) = 260(6'') = 260(0.5') = 130'$$

$$L_{total} = 15' + 130' = 145'$$

Con la fórmula de Hansen obtenemos las pérdidas de carga y por tanto el desnivel entre el clarificador secundario y el tanque de contacto de cloro.

$$\Delta P = 0.0216 \frac{f Q^2 P}{D^5}$$

$$\Delta P_{100} = 0.0216 \times \frac{0.015(311)^2}{7776} \times 62.4 = 0.2514 \text{ psi}/100$$

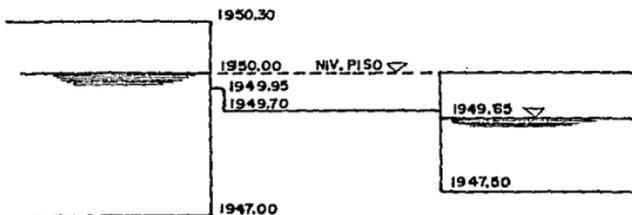
$$\Delta P = 0.2514 \times 2.3' / \text{psi} = 0.57' / 100 \text{ pies}$$

$$\Delta P_t = 145' \times \frac{0.57'}{100'} = 0.82'$$

El factor de seguridad será 1.2

$$\Delta P_t = 1.2 \times 0.82' = 0.98' = 29.87 \text{ cm.}$$

Los niveles entre ambas unidades se muestran en el siguiente diagrama:



Línea V.- Tanque de contacto de cloro al campo.

Esta línea llevará directamente el agua tratada al riego de los campos y se depositará en los lagos de almacenamiento ya existentes.

La velocidad en la tubería será de 4.1'/seg, por lo tanto el diámetro será de:

$$\text{Gasto máx.} = 3,456 \text{ m}^3/\text{día} = 40 \text{ l}/\text{seg.} = 631.5 \text{ G.p.m.}$$

$$D = (631.5)^{0.41} \times 0.45 = 6.32''$$

Por lo que será conveniente utilizar un diámetro de 8" en este último tramo de tubería.

Línea VI .- Sedimentador primario a digestor de lodos.

Los lodos del sedimentador primario serán llevados por presión hidrostática directamente al digestor de lodos; y la línea -- estará conformada por 4 tramos de tubería idénticos que sacarán los lodos respectivamente de cada una de las tolvas ubicadas en el fondo del tanque.

El diámetro de las tuberías de succión de lodos será:

$$Q \text{ máx} = 3.45 \text{ m}^3/\text{día} = 0.040 \text{ l/seg.} = 0.63 \text{ G.p.m.}$$

$$\phi = (0.63)^{0.41} \times 0.45 = 0.37" = 3/8"$$

De la tabla de gasto y velocidad de tubería de acero de Crane_ sabemos que la velocidad será de 1.01'/seg.

Línea VII.- Recirculación del sedimentador secundario al tanque de aereación y lodos secundarios al digestor.

Los lodos del sedimentador secundario serán conducidos por esta línea hasta conectarse con la línea IV., la cual llevará - directamente éstos al tanque de aereación.

Sabiendo que el Gasto máximo es de 560.60 m³/día, el diámetro_ de la tubería será:

$$Q \text{ máx} = 560.60 \text{ m}^3/\text{día} = 6.48 \text{ l/seg.} = 102.31 \text{ G.p.m.}$$

$$\phi = (102.31)^{0.41} \times 0.45 = 3.0" \text{ con una velocidad de } 4.34'/\text{seg}$$

Por otro lado, esta línea se bifurcará con una T que llevará - los lodos hacia el digestor aeróbico, y el gasto que fluirá en este tramo de tubería será:

$$Q \text{ max} = 22.73 \text{ m}^3/\text{día} = 0.26 \text{ l/seg.} = 4.10 \text{ G.p.m.}$$

$$\phi = (4.10)^{0.41} \times 0.45 = 0.8" \approx 1" \text{ con una velocidad } 1.49'/\text{seg.}$$

Línea VIII.- Arenillas del desarenador al río.

Esta línea llevará directamente las arenillas de los desarenadores, desde sus respectivos depósitos ubicados en el fondo de los mismos hasta el río nuevamente.

Para un gasto de 1 G.p.m., el diámetro de la tubería será de - 1", y la velocidad será de 0.37'/seg, de la tabla de Crane.

Linea IX.- Recirculación de lodos primarios al sedimentador primario.

Bombeo de los lodos primarios, sobrantes de las unidades de digestión, espesamiento y centrifugación, hacia el sedimentador primario.

El gasto será de 0.14 G.p.m. y la tubería tendrá un diámetro de 1/2" con una velocidad de 0.317'/seg.

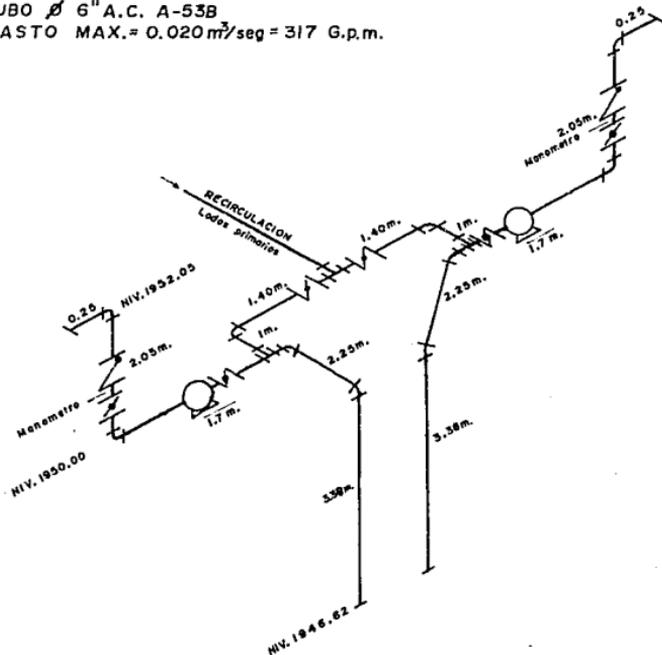
Se utilizarán 2 bombas de ayuda de 1/2 h.p. cada una, la primera para la unidad de espesamiento y la segunda para la centrífuga.

Linea I.-

6 valv. mar. 6" 3 tes 6"
 2 valv. check 6"
 2 pichanchas 6"
 4 codos 6" x 45°
 6 codos 6" x 90°
 2 bombas 6"
 2 salidas 6"

TUBO \varnothing 6" A.C. A-53B

GASTO MAX. = $0.020 \text{ m}^3/\text{seg} = 317 \text{ G.p.m.}$

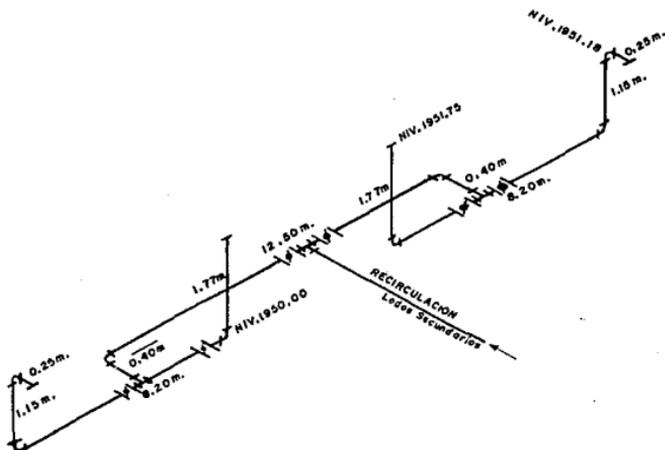


Linea II.-

2 salidas 6"
 2 entradas 6"
 6 valv. mar. 6"
 8 codos 6" x 90°
 3 tes 6"

TUBO ϕ 6" A.C. A-53B

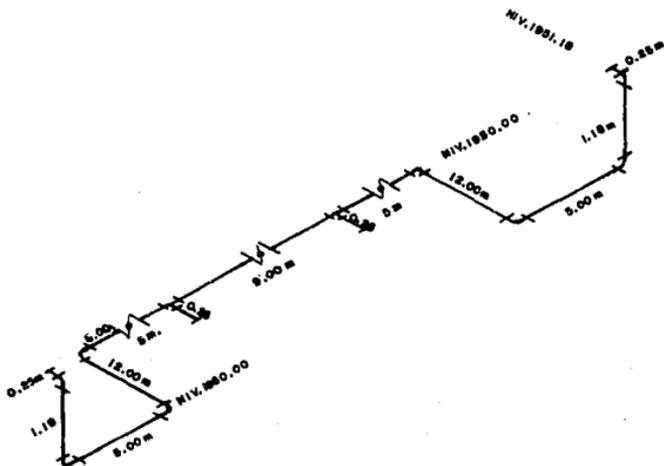
GASTO MAX. = $0.020 \text{ m}^3/\text{seg.}$ = 317 G. p. m.



Línea III.-

2 salidas 6"
 2 entradas 6"
 3 válv. mar. 6"
 8 codos 6" x 90°
 2 tes 6"

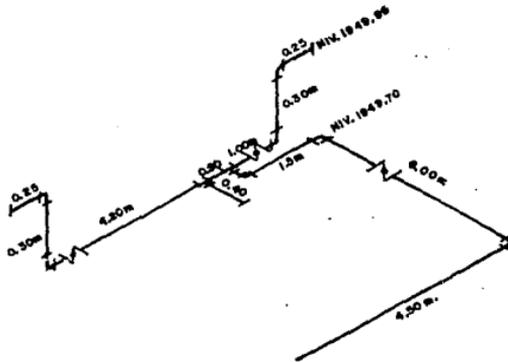
TUBO \varnothing 6" A.C. A-53B,
 GASTO MAX. = 0.026 m³/seg = 413 G. p. m.



Línea IV.-

2 salidas 6"
 3 válv. mar. 6"
 2 tes 6"
 7 codos 6" x 90°
 1 entrada 6"

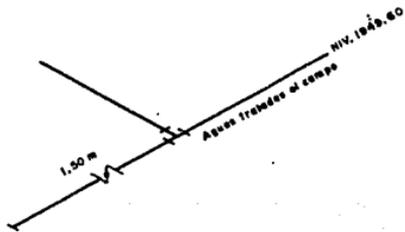
TUBO Ø 6" A.C. A-53B
GASTO MAX. = 0,019 m³/seg = 311 G.p.m.



Línea V.-

1 salida 8"
1 válv. mar. 8"
1 te 8"

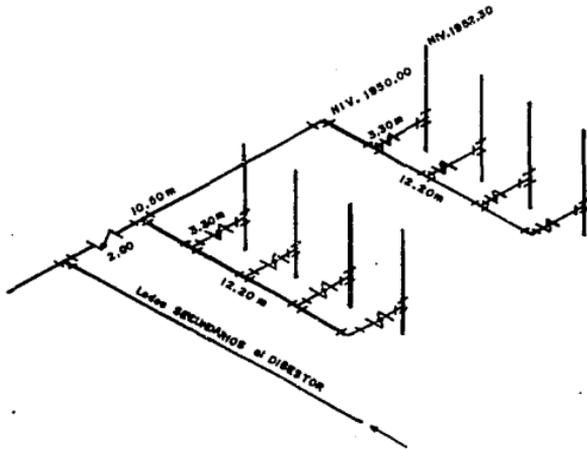
TUBO \varnothing 8" A.C. A-53 B
GASTO MAX. = 0.040 m³/seg = 631.50 G.p.m.



Línea VI.-

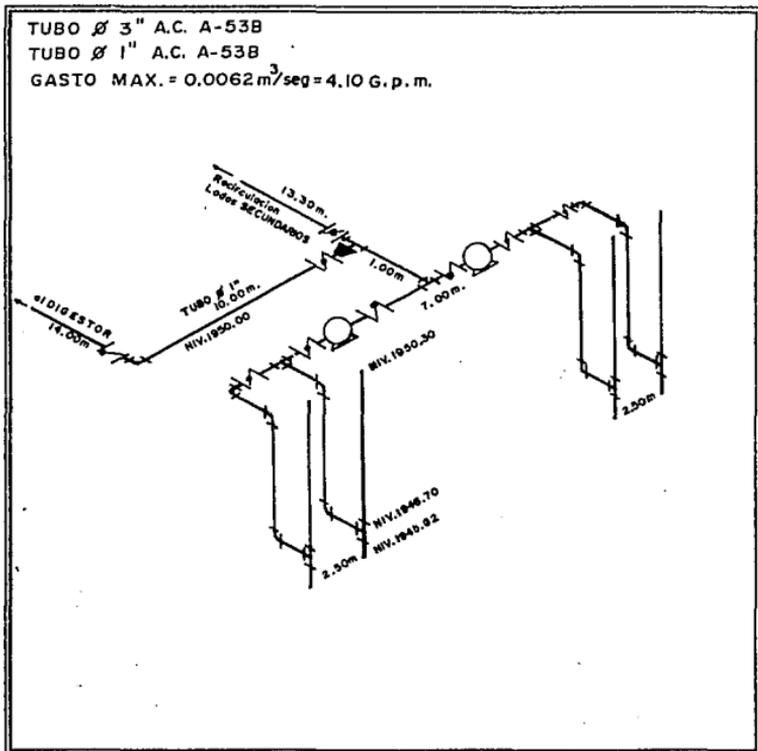
1 válv. check 3/8"
 3 codos 3/8" x 90°
 8 válv. mar. 3/8"
 16 tes 3/8"

TUBO ϕ 3/8" A.C. A-53B,
 GASTO MAX. = 0.000040 m³/seg = 0.63 G.p.m.



Línea VII.-

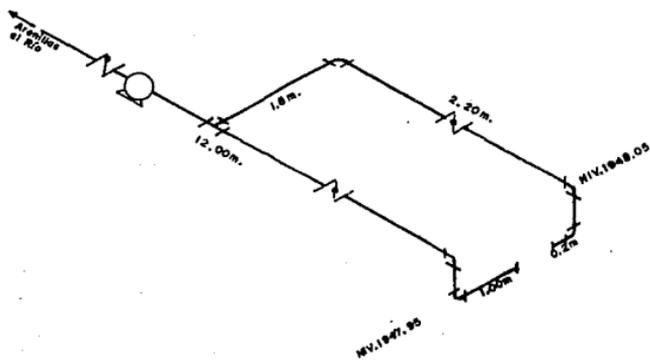
5 válv. mar. 3"	8 tes 3"
1 válv. mar. 1"	2 valv.check
4 pichanchas 3"	de 3"
1 reducc. 3"x 1"	1 válv.check
1 codo 90°x 1"	de 1"
10 codos 90°x3"	2 bombas de
	ayuda 3"



Linea VIII.

2 válv. mar. 1"
 5 codos 1" x 90°
 1 te 1"
 1 bomba de ayuda 1"
 1 válv. check 1"

TUBO ϕ 1" A.C. A-53B
 GASTO MAX. = 0,000063 m³/seg = 1.00 G.p.m.

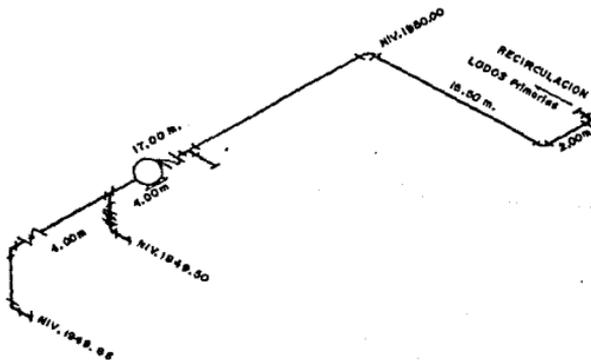


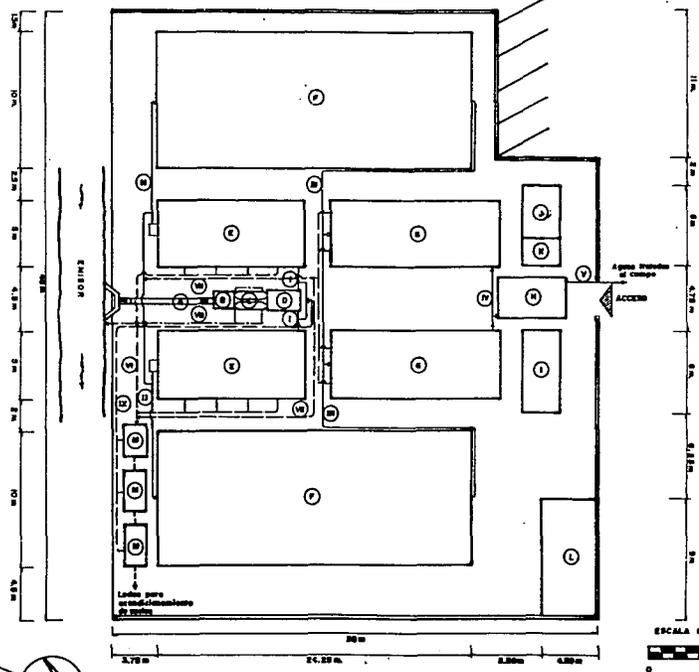
Linea IX.-

2 válv. mar. 1/2"
 1 válv. check 1/2"
 6 codos 1/2" x 90°
 1 salida 1/2"
 2 tes 1/2"
 1 bomba de ayuda 1/2"

TUBO \varnothing 1/2" A.C. A-53B

GASTO MAX. = 0.0000088 m³/seg = 0.14 G.p.m.





PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS
DISTRIBUCION GENERAL

UNIDADES DE LA PLANTA

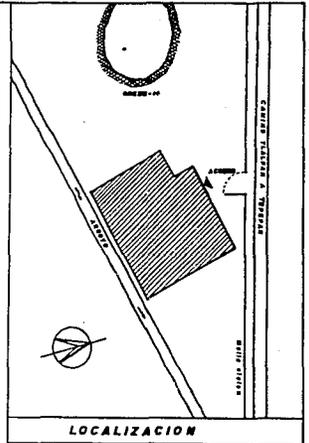
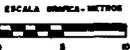
- A CANAL DE APROXIMACION
- B CANAL PARTIDORA
- C CANALES DESLIMPIADORES
- D CARGAMO DE BOMBEO
- E SEDIMENTADOR PRIMARIO
- F TANQUE DE AERACION
- G SEDIMENTADOR SECUNDARIO
- H TANQUE DE CONTACTO DE CLORO
- I CAJETA DE CLORACION
- J SUBESTACION
- K CAJETA DE VIGILANCIA
- L BOQUETA
- M UNIDADES DE TRATAMIENTO DE LODOS

LINEA DE TUBERIAS DE LA PLANTA

- I CARGAMO DE BOMBEO A SEDIMENTADOR PRIMARIO
- II SEDIMENTADOR PRIMARIO A TANQUE DE AERACION
- III TANQUE DE AERACION A SEDIMENTADOR SECUNDARIO
- IV SEDIMENTADOR SECUNDARIO A TANQUE DE CONTACTO DE CLORO
- V TANQUE DE CONTACTO DE CLORO AL CAMPO
- VI SEDIMENTADOR PRIMARIO A DIRECTOR DE LODOS
- VII RECIRCULACION DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO AL TANQUE DE AERACION, Y LODOS SECUNDARIOS AL DIRECTOR
- VIII AREJILLAS DEL DESARENADOR AL R40
- IX RECIRCULACION DE LODOS PRIMARIOS AL SEDIMENTADOR PRIMARIO

SIMBOLOGIA

- TUBO DE AGUA
- TUBO DE LODOS
- TUBO DE AREJILLAS
- TUBERIA ACERO AL CARBON A-53 B

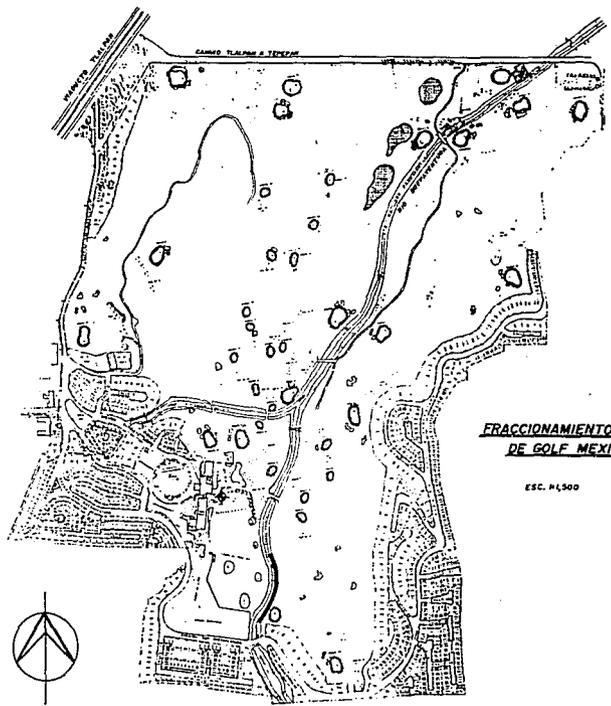


ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO

- GASTO MAXIMO = 40 l.p.a.
- GASTO MEDIO = 30 l.p.a.
- NUMERO DE MODULOS = 2
- GASTO POR MODULO = 20 l.p.a.
- TRATAMIENTO DE LODOS
- ACTIVADOS CONVENCIONAL
- NIVEL DE PISO = 1980.00

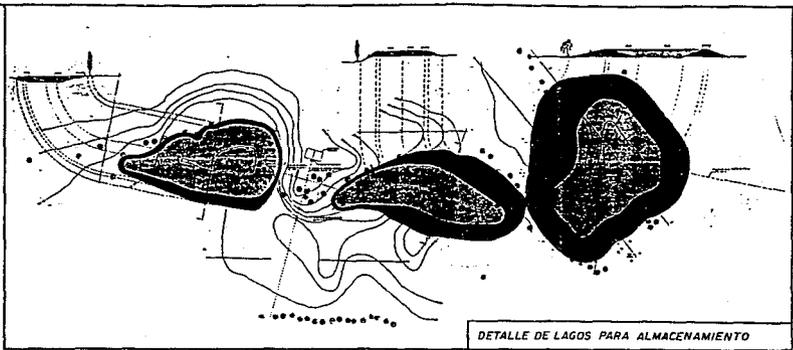
UNIVERSIDAD ANAHUAC		
TESIS PROFESIONAL		
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS		
CLUB DE GOLF MEXICO		
UNIVERSIDAD	PROFESOR	ALUMNO
MEXICO D.F.	PLANO No. 1	J. RAMIRO TAPE VIZCAY

102



**FRACCIONAMIENTO CLUB
DE GOLF MEXICO**

ESC. 1:500



DETALLE DE LAGOS PARA ALMACENAMIENTO

SIMBOLOGIA

- GREEN
- GREEN PRACTICA
- ⊕ CASA CLUB
- ▭ LAGO
- ▭ RIO
- ▭ PLANTA DE TRATAMIENTO
- ⊗ TRAMPA

NOTAS:

- SUP. DEL CAMPO DE GOLF = 761 566.85 m²
- SUP. DE LOS LOTES = 202 181.89 m²
- SUP. DE CALLES = 66 948.00 m²
- SUP. TOTAL = 1 030 696.74 m²
- SUP. PLANTA DE TRATAMIENTO = 1710 m²
- CAR. TOTAL ALMACENAJE DE LAGOS = 6 000 m³
- TUBERIA DE DESAGÜE DE LAGOS AL EMISOR ASBESTO CEMENTO CLASE A-7 25"

UNIVERSIDAD ANAHUAC		
TESIS PROFESIONAL		
FRACCIONAMIENTO CLUB DE GOLF MEXICO		
COAH.	MEXICO D.F.	PLANO No.2
J. MAURICIO TAMPE VIZUET		

203

CAPITULO IV
COSTO DE LA PLANTA

CAPITULO IV
COSTO DE LA PLANTA

Este capítulo tiene por objeto presentar un presupuesto completo del costo de la planta; tomando en consideración -- precios unitarios aceptables que resulten conservadores para cada unidad de la planta y por tanto serán aproximados. Para la elaboración del presupuesto se dividió la obra por - ejecutar en los conceptos siguientes:

- 1) Terreno
- 2) Equipo de la planta
- 3) Fontanería y accesorios
- 4) Obra civil

Para la obtención de los precios unitarios que forman el pre supuesto de los incisos 3 y 4, unicamente se tomaron en --- cuenta los costos directos; los costos indirectos se conside ran dentro de la obra civil.

IV.1 TERRENO.

Se sabe que el terreno deberá tener una superficie de 1,710__ metros cuadrados, teniendo un precio por metro cuadrado de - 1,250,000.00 pesos en el fraccionamiento Club de Golf México la inversión por este concepto sería de 2,137,500,000.00 pe- sos; sin embargo, la planta se construirá dentro de los lími tes del Club de golf; por lo tanto el costo del terreno se - nulifica.

IV.2 EQUIPO DE LA PLANTA.

Para estimar el costo del equipo se consideran las partes -- más importantes como: los equipos aereadores, clarificadores, compuertas, rejillas, vertedores, equipo de cloración, sub- estación, etc.

IV.2 EQUIPO DE LA PLANTA

<u>CONCEPTO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>COSTO</u>
Compuerta de acero inoxidable, fabricada con 2 placas de 0.80m. x 0.50m. x 3/16" de espesor, y 4 largueros de acero inox. de perfil estandar, 2 poleas y cable submarino.	2	pzas.	1,600,000	3,200,000
Compuerta de resina de poliester con 35% de fibra de vidrio de 0.15 m. x 0.60m. x 0.010 m. con refuerzo de malla de alambre.	1	pza.	160,000	160,000
Rejilla de resina de poliester de 0.15m x 0.60 m. con 35% de fibra de vidrio, manufacturada por placas de 1/4" de ancho, separadas por 3/4", con un angulo de inclinación de 30°	1	pza.	230,000	230,000
Rejilla de resina de poliester de 0.15m x 0.60 m. con 35% de fibra de vidrio, manufacturada por placas de 1/4" de ancho, separadas por 1/2", con un angulo de inclinación de 45°	1	pza.	230,000	230,000
Vertedor caja partidora manufacturado en resina de poliester con 35% de fibra de vidrio, de 0.35 m. x 0.70m x 0.05m. de espesor, con refuerzo de malla de alambre.	2	pzas.	150,000	300,000

<u>CONCEPTO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>COSTO</u>
Vertedor sutro fabricado en resina poliester con 35% de fibra de vidrio de 0.20m x 0.30m. x 0.010m. de espesor.	2	pzas.	120,000	240,000
Aereador superficial modelo 1120- 60 hertz con 20 h.p. potencia 1800 r.p.m. y un peso de 580 kg. y cable submarino; altura total 1.30 m.	4	pzas.	19,500.000	78,000,000
Equipo para sedimentador secundario que consta de: barandal, desnatador, puente, colector eléctrico, ras-tras. tolvas de natas, sistema de tracción por medio de motor eléctrico de 1/2 h.p. con 1750 r.p.m. trifásico 220/440 v.	2	pzas.	6,000,000	12,000,000
Sistema de cloración; clorador Wallace & Tieman modelo serie A-741/25-150 V-Notch. Cap. de 45 kg./día, con rotámetro montado sobre tablero de plástico reforzado. Conexión de 19 mm.(3/4") a la entrada del inyector y múltiple para 5 tanques; 9 tanques de almacenamiento de gas cloro con cap. de 68 kg., 2 bombas de 1/2 h.p. centrifugas horizontales para 20 l.p.m. a una presión de 14 m. de agua, una báscula para 2 tanques de barra y pílón, cap.500 kg.	1	pqte.	25,000,000	25,000,000

<u>CONCEPTO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>COSTO</u>
Subestación eléctrica compacta, marca selmec. 23 kv. 150 kva. voltaje primario = 23 kv. voltaje secundario 220/127 volts Frecuencia eléctrica = 60 c.p.s. fases = 3 para trabajar en México D.F. altitud de servicio hasta 3000 m.s.n.m.				
Sección de alta tensión: sección de medición, una sección de cuchillas de paso. Una sección de interruptor, fusibles y apartarrayos Una sección de acoplamiento. 3 fusibles de operación.	1	pqte.	20,214,000	20,214,000
Sección de transformación: Un transformador marca Selmec, de 300 Kva, de 23000/220-127 volts.	1	pza.	20,089,000	20,089,000
Sección de accesorios: Una pértiga de fibra de vidrio de operación 1.8 m. de longitud. Un extinguidor de 10 kg. 20 metros de cable de cobre desnudo No. 1/0 AWG 4 varillas de tierra de 5/8" y 3m. 2 tarimas de fibra de vidrio de 1 m. x 0.6 m.	1	pqte.	4,000,000	4,000,000
Aereador modelo 1120 60 hertz con 20 h.p. potencia y 1800 r.p.m. peso de 580 kg.	1	pza.	19,500,000	19,500,000

IV.3 FONTANERIA Y ACCESORIOS

<u>CONCEPTO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>COSTO</u>
Tubo ϕ 6" acero al carbón A-53B.	24.06	mts.	142,450	3,427,347
Válvula de mariposa de acero al carbon de ϕ 6"	6	pzas.	1,505,000	9,030,000
Válvula check de acero al carbón fundido a 150 lbs. de ϕ 6"	2	pzas.	1,394,500	2,789,000
Pichancha de ϕ 6"	2	pzas.	57,500	115,000
Codo acero al carbón de ϕ 6" x 45°	4	pzas.	52,700	210,800
Codo acero al carbón de ϕ 6" x 90°	6	pzas.	48,500	291,000
Bomba inatascable modelo 3196 MT tamaño 3x4-8G A70. Carga dinámica = 25 ft. capacidad 320 G.p.m. potencia = 4 h.p. 1750 r.p.m.	2	pzas.	3,750,000	7,500,000
Brida de acero al carbón de ϕ 6"	2	pzas.	65,075	130,150
Te de acero al carbón de ϕ 6"	3	pzas.	161,054	483,162

SEDIMENTADOR SECUNDARIO - TANQUE DE AEREACION

Tubo ϕ 6" acero al carbón A-53B.	36.04	mts.	142,450	5,133,898
Brida ϕ 6" acero al carbón.	2	pzas.	65,075	130,150
Válvula mariposa de acero al carbón ϕ 6"	6	pzas.	1,505,000	9,030,000

<u>CONCEPTO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>COSTO</u>
Codo acero al carbón de ϕ 6" x 90°	8	pzas.	48,500	388,000
Te de acero al carbón de ϕ 6"	3	pzas.	161,054	483,162

TANQUE DE AERACION - SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Tubo ϕ 6" acero al carbón A-53B.	55.70	mts.	142,450	7,934,465
Brida ϕ 6" acero al carbón	4	pzas.	65,075	260,300
Válvula mariposa de acero al carbón ϕ 6"	3	pzas.	1,505,000	4,515,000
Codo acero al carbón de ϕ 6" x 90°	8	pzas.	48,500	388,000
Te de acero al carbón de ϕ 6"	2	pzas.	161,054	322,108

SEDIMENTADOR SECUNDARIO - TANQUE CONTACTO DE CLORO

Tubo ϕ 6" acero al carbón A-53B.	19.20	mts.	142,450	2,735,040
Brida ϕ 6" acero al carbón	3	pzas.	65,075	195,225
Válvula de mariposa acero al carbón ϕ 6"	3	pzas.	1,505,000	4,515,000
Te de acero al carbón de ϕ 6"	2	pzas.	161,054	322,108
Codo acero al carbón de ϕ 6" x 90°	7	pzas.	48,500	339,500

TANQUE DE CONTACTO DE CLORO AGUAS TRATADAS CAMPO

Tubo ϕ 8" acero al carbón A-53B.	5	mts.	298,433	1,492,165
Brida ϕ 8" acero al carbón	1	pza.	99,144	99,144

<u>CONCEPTO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>COSTO</u>
Válvula mariposa de acero al carbón ϕ 8"	1	pza.	1,860,000	1,860,000
Te de acero al carbón de ϕ 8"	1	pza.	298,430	298,430

SEDIMENTADOR PRIMARIO - DIGESTOR DE LODOS

Tubo ϕ 3/8" acero al carbón A-53B	87.30	mts.	52,061	4,544,925
Válvula check acero al carbón forjado de ϕ 3/8"	1	pza.	118,490	118,490
Codo acero al carbón de ϕ 3/8" x 90°	3	pzas.	12,800	38,400
Válvula de mariposa de acero al carbón ϕ 3/8"	8	pzas.	135,400	1,083,200
Te de acero al carbón de ϕ 3/8"	16	pzas.	52,061	832,976

RECIRCULACION SEDIMENTADOR SECUNDARIO - TANQUE DE AEREACION

Y LODOS SECUNDARIOS AL DIGESTOR.

Tubo ϕ 3" acero al carbón A-53B	44.30	mts.	53,400	2,365,620
Tubo ϕ 1" acero al carbón A-53B	14.00	mts.	18,060	252,840
Válvula de mariposa acero al carbón ϕ 3"	5	pzas.	995,800	4,979,000
Válvula de mariposa acero al carbón ϕ 1"	1	pza.	180,500	180,500
Pichancha de ϕ 3"	4	pzas.	30,200	120,800
Reducción concéntrica de ϕ 3" x 1" acero al carbón.	1	pza.	37,945	37,945
Codo acero al carbón de ϕ 1" x 90°	1	pza.	14,957	14,957

<u>CONCEPTO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>COSTO</u>
Codo acero al carbón ϕ 3" x 90°	10	pzas.	29,425	294,250
Tee de acero al carbón de ϕ 3"	8	pzas.	64,939	519,512
Válvula Check de acero al carbón forjado de ϕ 1"	1	pza.	163,180	163,180
Válvula Check de acero al carbón fundido a 150 lbs. de ϕ 3"	2	pzas.	937,860	1,875,720
Bomba centrifuga vertical acoplada a un motor de 20 cp trifásico 220/440 v.	2	pzas.	3,100,000	6,200,000

ARENILLAS DEL DESARENADOR AL EMISOR.

Tubo ϕ 1" acero al carbón A-53B	18.50	mts.	18,060	334,110
Válvula de mariposa acero al carbón ϕ 1"	2	pzas.	180,500	361,000
Codo acero al carbón de ϕ 1" x 90°	5	pzas.	14,957	74,785
Te de acero al carbón de ϕ 1"	1	pza.	56,800	56,800
Bomba centrifuga con motor de 20 cp trifásico de 220/440 v.	1	pza.	3,100,000	3,100,000

RECIRCULACION DE LODOS PRIMARIOS - SEDIMENTADOR PRIMARIO

Tubo ϕ 1/2" acero al carbón A-53B	43.70	mts.	12,440	543,628
Válvula de mariposa de acero al carbón ϕ 1/2"	2	pzas.	157,500	315,000

<u>CONCEPTO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO</u>	<u>COSTO</u>
Válvula check de acero al carbón for- jado o 1/2"	1	pza.	125,400	125,400
Codo acero al carbón de o 1/2" x 90°	6	pzas.	15,265	91,590
Te de acero al car- bón de o 1/2"	2	pzas.	42,348	84,696
Bomba centrífuga con motor de 20 cp trifá- sico de 220/440 v.	1	pza.	3,100,000	3,100,000

El costo total del equipo de la planta y longitudes de tube-
rías de diferentes diámetros, cedulas, accesorios, conexiones indig-
pensables para el funcionamiento de la Planta, es de -----
\$ 279,390,478.00 de pesos.

Más el 15% del impuesto al valor agregado, suma la cantidad de --
\$ 321,299,050.00 -----(Trescientos veintiun millones doscientos no
venta y nueve mil cincuenta pesos 00/100 M.N.)

IV.4 OBRA CIVIL.

Se requiere de 680 metros cuadrados de construcción, tomando
en cuenta tanques de aereación, tanques de sedimentación, tanque de
contacto de cloro, casetas de vigilancia y subestación, etc., y se
estima que la excavación, concreto, acero de refuerzo, cimbra, im-
permeabilización y construcción en general de los mismos tendrá un
costo de \$ 350,000,000.00 de pesos.

El costo total de la planta será de \$ 671,299,050.00 -----
(Seiscientos setenta y un millones doscientos noventa y nueve mil
cincuenta pesos 00/100 M.N.)

213

CAPITULO V
VIABILIDAD ECONOMICA

CAPITULO V
VIABILIDAD ECONOMICA

Como se mencionó en el Capitulo II de la presente tesis, el Club de Golf México de San Buenaventura, Tlalpan en la Ciudad de México, requiere para su campo de golf una lámina de riego de -- siete milímetros por día, aproximadamente 55 litros por segundo_ en forma continua o bien 1,500,000 m³ por año para riego, de este volumen, actualmente se adquieren del D.D.F. 800,000 m³ por año - de agua tratada, y el resto proviene del agua de lluvia.

Con la instalación de la planta de tratamiento de aguas negras, de 40 litros por segundo, se tendrán 1,300,000 m³/año, tra bajando al 100% y durante todo el año; sin embargo, el volumen - de agua que obtendremos de la planta será de 28 lts/seg, aproxi- madamente 844,760 m³/año; debido al caudal que se tiene en la -- época de sequía de los ríos San Buenaventura y Nombre de Dios.

Como será necesario comparar una serie de inversiones y gas- tos de operación para encontrar la alternativa más económica -- utilizaremos el método del Valor Presente.

Este método consiste básicamente en suponer que se invierte en - un banco ahora (Valor Presente) una cantidad de dinero, la cual_ sumada con sus intereses anuales nos permitirá pagar todas las - erogaciones anuales durante un periodo determinado.

Para este estudio supondremos una inflación anual de 10% y_ un interés anual bancario del 25%, el período que consideraremos será de 10 años.

El Club de Golf, compra actualmente agua tratada (secundaria) a_ 660 pesos el metro cúbico.

$$800,000 \text{ m}^3 \times 660 \text{ pesos} = \$528,000,000 \text{ pesos al año}$$

La tabla siguiente muestra el Valor Presente total a 10 años considerando una inflación del 10% y un Factor de Actualización - del 25%.

SITUACION ACTUAL

años	costo + inflación 10% (millones de pesos)	factor de actualización 25%	Valor Presente (millones pesos)
1	528	1	528
2	580.80	1.25	464.64
3	638.88	1.56	409.53
4	702.76	1.95	360.38
5	773.04	2.44	316.81
6	850.34	3.05	278.80
7	935.38	3.81	245.50
8	1,028.92	4.76	216.16
9	1,131.81	5.96	189.90
10	1,244.99	7.45	167.11

valor presente total = 3,176,830,000

Por otro lado, obtendremos el volumen total de agua tratada con la Planta de Tratamiento, estableciendo los gastos que se --- efectúen durante el proceso en el mismo lapso de tiempo (10 años) Los cargos anuales son los siguientes:

Cargos Anuales {
 Electricidad
 Mantenimiento
 Cloro
 Salarios
 Diversos

Electricidad:

El equipo de la planta consta básicamente de 5 aereadores con motores de 20 h.p. de potencia cada uno, 2 bombas de 4 h.p.cada una correspondientes al cárcamo de bombeo y 2 bombas centrífugas de - 1/2 h.p. cada una del sistema de cloración.

Con lo anterior, tenemos un consumo aproximado de $110 \text{ h.p.} \times 0.745 = 82 \text{ kwatts}$; por especificación, los motores no operan a su máxima capacidad y se utilizan a solo un 60% de esta, tenemos:

$$82 \text{ kwatts} \times 60\% = 49 \text{ kwatts.}$$

Como la Planta operará 2 turnos de 8 horas cada uno, y debido a - que en la temporada de lluvias los equipos no operan; aprovechando este lapso de tiempo para el mantenimiento tenemos:

$$49 \text{ kwatts} \times 16 \text{ hrs.} \times 365(0.75) = 214,032 \text{ kwatts-hora/año}$$

El costo del kwatt-hora es de \$150 pesos:

$$214,032 \text{ kwatts-hora} \times \$150 = \underline{\$32,104,800 \text{ pesos anuales}}$$

Mantenimiento:

Para la conservación de las instalaciones y del equipo en general se asignaron \$1,500,000 mensuales x 12 meses = \$18,000,000 pesos anuales.

Cloro:

El costo por kg. de cloro incluyendo el flete y el llenado de tanques es de \$6,500 pesos, sabiendo que un tanque de cloro de 68 kg se consume aproximadamente en una semana, tenemos:

$$68 \text{ kg.} \times 6,500 \text{ pesos} \times 4 \times 12 \text{ meses} = \underline{\$21,216,000 \text{ pesos anuales}}$$

Salarios:

Como se mencionó anteriormente, la planta operará 2 turnos de -- 8 horas diarias, como los equipos trabajarán prácticamente automáticamente, se tendrá únicamente el siguiente personal:

<u>No. empleados</u>	<u>Ocupación</u>	<u>Sueldo diario</u>	<u>Sueldo Mensual</u>	<u>Totales</u>
1	Encargado de la planta.	40,000	1,200,000	1,200,000
*2	Asistente	20,000	600,000	1,200,000
*2	Vigilante	15,000	450,000	900,000
* Una persona por turno.				Total = <u>3,300,000</u>

3,300,000 x 12 meses = 39,600,000 pesos anuales

Diversos:

Incluyen gastos como el consumo de agua para empleados y vigilancia, herramienta menor y materiales como empaques, tornillos, manguera, etc., y transporte de equipo cuando se requiera.

El costo mensual será de 350,000 pesos x 12 meses = \$4,200,000 pesos anuales

El total de los cargos anuales suma la cantidad de -----
----- \$ 115,120,800 pesos anuales.

Sabemos que el costo total de la planta es de 671,299,050 pesos, estimando que esta cantidad se desembolsará el primer año, - es decir al término de la construcción e instalación de la Planta y sumando a esta inversión inicial el total de los Cargos Anuales

en un periodo de 10 años, y por medio del Valor Presente tenemos:

SITUACION CON LA PLANTA

años	Inv.inicial en la planta millonespesos	costo+inflación millones pesos	factor actua- lización 25%	Valor Presente millones pesos
1	671	115	1	786
2		126.50	1.25	101.20
3		139.15	1.56	89.19
4		153.06	1.95	78.49
5		168.37	2.44	69.00
6		185.20	3.05	60.72
7		203.72	3.81	53.46
8		224.10	4.76	47.07
9		246.51	5.96	41.36
10		271.16	7.45	36.39

Valor Presente Total = \$1,362,880,000

CONCLUSIONES:

En evidencia de que el Valor Presente de la alternativa que incluye la planta de tratamiento es del orden de un 50% menor -- comparada con la de la situación actual y en vista además que en el próximo futuro el D.D.F. seguirá con su política de elevar -- los precios del agua sobre todo a este tipo de instituciones pri-- vadas, se recomienda proceder a independizarse construyendo la -- planta de tratado de aguas.

Paralelamente a las ventajas tan significativas de economía obtenidas en el presente estudio, influye en gran parte, la fácil ejecución en la construcción e instalación de los equipos que --

conforman la planta, pues son elementos fácilmente controlables y de operación simple.

Actualmente existen equipos prefabricados de instalación sencilla e inmediata, que se pueden adquirir en forma de paquetes e incluso hasta una pequeña planta.

En general, la vida útil de una planta de tratamiento de aguas residuales, tiene una duración muy amplia, ya que el mantenimiento y el desgaste que sufren los equipos es mínimo; además de que estos son fácilmente reemplazables a bajo costo, presentándose depreciaciones prácticamente despreciables.

Por otro lado, los equipos de transferencia de oxígeno, están en constante desarrollo; la tecnología de aereación se encuentra en búsqueda de nuevos sistemas, aunando características de mayor eficiencia y economía en el tratamiento biológico de las aguas negras.

BIBLIOGRAFIA

Manual of instruction for water
treatment plant operators.
New York state departament of health.

Hidráulica General. Vol. No.1
Gilberto Sotelo Avila.

Construcción de acero
Manual AHMSA.

Chlorination of Sewage and Industrial Waste's
Federation of Sewage and Industrial Wastes Association
Manual of Practice No. 4

Hidráulica de los canales abiertos
Ven Te Chow.

Advanced Waist Water Treatment.
Culp & Culp.

Sistemas de alcantarillado
Babbit & Donald.

Wallace & Tiernnan de México.
Cloradores V-Notch.

Tesis Profesional, UNAM
Carlos Armando Bravo Landeros
Mexico D.F. 1963

Waist Water Engineering
Collection Treatment and Disposition
Metcalf & Eddy

Control of sludge Quality
Van Kleeck, le Roy
Wastes Engineering

Abastecimiento de agua y alcantarillado
Ernest W. Steel- Terence J. Mc Ghee.

Water and Waist Water Technology
Mark J. Hammer.

Ingeniería Sanitaria
Metcalf & Eddy.