

300615

4
seg.



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U. N. A. M.

"PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
NEGRAS PARA POBLACIONES SUBURBANAS
DE LA REPUBLICA MEXICANA".

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JORGE RAUL ALCANTARA LOZANO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

México, D. F.

1988



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 esta 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.

INDICE.

Introducción	1
Capítulo I.	
El problema de los recursos hidráulicos en México.	
1.1. Actualidad del problema.	3
1.2. Las localidades suburbanas.	11
Capítulo II.	
El proceso de tratamiento de las aguas residuales.	
2.1. Composición y estudios del agua residual.	13
2.2. Tratamiento de las aguas residuales.	28
2.2.1. Tratamiento preliminar.	29
2.2.1.1. Cribado.	29
2.2.1.2. Desarenado.	31
2.2.1.3. Flotación.	32
2.2.1.4. Homogenización.	33
2.2.2. Tratamiento primario.	35
2.2.3. Tratamiento secundario.	38
2.2.4. Tratamiento terciario.	48
2.2.5. Tratamiento de los lodos.	54
2.2.6. Residuos utilizables.	57
Capítulo III.	
Diseño hidráulico. Diseño funcional o de proceso.	
3.1. Preliminares.	60
3.2. Pretratamiento.	67
3.2.1. Cribado.	67
3.2.2. Desarenador.	68

3.3. Tratamiento secundario.	75
3.4. Sedimentadores.	84
3.5. Lechos de secado.	88
3.6. Cloración.	90

Capítulo IV.

Aspectos del diseño estructural. Recomendaciones.	
4.1. Generalidades.	94
4.2. Calidad del concreto.	94
4.3. Recomendaciones del diseño.	96
4.4. Juntas.	102

Capítulo V.

Operación y mantenimiento. Recomendaciones generales.	
5.1. Generalidades.	107
5.2. Actividades básicas de operación y mantenimiento.	108
5.3. Estructuras.	109
5.4. Edificios.	111
5.5. Instalaciones secundarias.	112
5.6. Requerimientos operacionales.	112
5.7. Comportamiento de la Zanja de Oxidación.	115
 Conclusiones.	 117
 Bibliografía.	 121

INTRODUCCION.

La eterna preocupación del hombre por reducir los riesgos que para su salud implica la presencia de elementos patógenos en el ambiente, ha sido el principio de la Ingeniería Sanitaria y Ambiental como rama especializada de la Ingeniería Civil.

Con apoyo en la epidemiología y bacteriología, esta disciplina, aplicada principalmente a las obras hidráulicas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado, empezó su desarrollo hace alrededor de cien años.

Se propone muchas veces como el inicio de esta especialidad, una epidemia de cólera que castigó a la ciudad de Hamburgo, Alemania en el año de 1892.

La causa del problema fué que la población bebió agua del río Elba, que se había contaminado con el agua residual de la misma. El hecho de que la población de Altona, vecina de Hamburgo que se abastecía de las mismas aguas no tuviera brotes del cólera, puso en evidencia que la potabilización del agua aún con un sistema tan sencillo como el filtro lento de arena con el que contaba Altona, era una forma de evitar las infecciones por los microorganismos.

Desde entonces, los estudios que se han venido haciendo en los Estados Unidos y Alemania, han dado paso a técnicas muy refinadas que permiten conseguir una calidad extraordinaria en el agua.

En el presente trabajo se intenta determinar el tamaño de la principales unidades de proceso de una planta de tratamiento de aguas residuales municipales mediante un proceso adecuado para la población tipo propuesta.

No se intenta conseguir un diseño completo de la planta porque las condiciones locales varían grandemente en cuanto a la disponibilidad de terreno, de materiales, topografía, etc., de manera que no es posible presentar una solución única adecuada para todos los casos.

Por este motivo y por que se intenta delimitar en una forma razonable el alcance de la tesis, solo se propone un análisis de las instalaciones básicas con procedimientos que se han considerado adecuados o tradicionales para los modos de operación de las plantas de tratamiento en México.

CAPITULO I.

EL PROBLEMA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS EN MEXICO.

- 1.1. ACTUALIDAD DEL PROBLEMA.**
- 1.2. LAS LOCALIDADES SUBURBANAS.**

1.1. ACTUALIDAD DEL PROBLEMA.

México puede ser considerado un país de contrastes en muchos aspectos, no sólo en la forma de ser de la gente, las diferentes culturas que se han agregado para hacer lo que hoy somos, y demás aspectos sociales e históricos de los que tan frecuentemente se oye hablar, sino que también es un territorio que contrasta en aspectos geofísicos.

El país posee desde altas montañas y elevadas planicies hasta zonas costeras con infinidad de recursos.

Asimismo, la desigual distribución de recursos de México es, posiblemente, única en el mundo. Se cuenta con lugares comparables al peor de los desiertos, en el norte del país, y lugares tan húmedos como las selvas del sur.

El problema es que en un 12% del territorio se concentran el 52% de los recursos hidráulicos, mientras que el otro 88% del país sólo puede ser calificado como semidesierto o desierto.

Para agravar la situación, los núcleos urbano-industriales más grandes, no se encuentran en los lugares donde están los recursos, sino que éstos se transportan por grandes distancias para abastecer estas fuertes demandas. Este hecho provoca que se gasten grandes sumas de dinero, que de haberse planeado el desarrollo urbano, podría ser empleado para otros propósitos más productivos.

El futuro no parece ser más prometedor, al menos para los

próximos 30 ó 50 años, para los que se prevé un incremento en la demanda de los recursos, principalmente los hidráulicos, de un 200 a 300 %, tan sólo para principios del siguiente si glo.

Es posible que para entonces hayan cambiado radicalmente los mantos acuíferos que son aprovechados ahora, debido a la constante desaparición de bosques y entonces no se tengan ni éstos como apoyo.

En estos tiempos no se hace nada prácticamente, por los recursos actuales. El balance que se observa en la explotación de las aguas subterráneas arroja un saldo negativo, es decir, se extraen cantidades de agua mucho mayores a las que se tienen de recarga.

Este manejo inadecuado de los recursos será la causa de las crisis del futuro. Las demandas de agua para riego y la industria harán que la demanda exceda a las cantidades disponibles, incrementándose los costos de la energía hidroelétrica y disminuyendo más el suministro para las pequeñas comunidades alejadas.

Los costos de perforación y explotación de pozos se ven aumentados día con día, y con los abatimientos de los niveles freáticos no es raro perforar cientos de metros para poder alcanzar el agua.

Al problema del abastecimiento se suma el de la inadecuada reutilización del agua.

En el caso de la ciudad de México, el agua que se desecha sin tratamiento alguno constituye un 93% del total, siendo

el 7% restante tratado por 13 plantas que se encuentran dentro de la zona metropolitana. La situación de otras ciudades no es muy diferente, lo que provoca serios desequilibrios a la ecología de los cauces y desembocaduras de los ríos del país.

Una investigación realizada en 1973 y reevaluada en 1982, llamada "Estudio y evaluación mediante indicadores del grado de contaminación del agua en las cuencas del País", tenía como objetivo determinar la importancia de cada cuenca por su nivel de contaminación, en base a indicadores físicos, sociales, económicos y de contaminación.

Como factor de medida de la contaminación se tomó la carga orgánica (DBO), convirtiendo a población equivalente los vertidos industriales.

Las 218 cuencas hidrológicas que incluyó el estudio, representan el 72% del volumen escurrido, el 87% del valor bruto de la producción industrial, el 90% de la población existente del país, el 97% de las hectáreas bajo riego y el 77% del territorio nacional.

La clasificación resultó:

11 cuencas de orden prioritario.

43 cuencas de segundo orden.

164 cuencas de tercer orden.

Las cuencas de primer orden contenían el 54% de la carga orgánica del 59% de la población. El 52% del área de riego y el 77% del valor bruto de la producción industrial.

La reevaluación del estudio, a los nueve años, señaló a 20

cuenas de orden prioritario, es decir el doble de una década atrás.

El 71% de la contaminación es causada por la industria y el resto por los vertidos domésticos, acumulándose una carga orgánica de 2'265,000 toneladas de DBO al año, en su mayor parte sin tratamiento alguno.

De las 200,000 descargas industriales existentes, sólo - 5000 de ellas generaban el 80% de toda la contaminación industrial, pero de este 80% la mitad la producían 430 establecimientos, siendo 300 paraestatales.

Las industrias generadoras de la mayor contaminación del agua son: la industria azucarera, la petroquímica, metalneca nica, la de bebidas, la de celulosa y papel, con una aportación de 1.4 millones de toneladas de DBO al año.

El 52% de la contaminación se tiene en 22 núcleos urbanos entre los que se encuentran las 3 ciudades más populosas del país y ciudades con importancia industrial como Mexicali, -- Coatzacoalcos, Saltillo, León, entre otras.

Las cuencas más afectadas, según este estudio son las de:

Lerma-Santiago	La Antigua
Pánuco	Yaqui
San Juan Balsas	Guayalejo
Blanco	Salado
Culiacán	Conchos
Colorado	Armería
Fuerte	Tijuana

Nazas
Jamapa
Sonora

Coahuayana
Bravo

La reglamentación actual no es muy estricta en cuanto al tratamiento del agua residual, por ejemplo, después de iniciadas las operaciones se otorga un plazo de 4 meses para registrar las descargas y hasta 3 años para que el tratamiento se realice.

En este aspecto la crisis afecta indirectamente por el hecho de que se tiende a dar mayores plazos para la realización del tratamiento con tal de no afectar la producción.

Dentro de la política ecologista del gobierno nació la idea de crear los distritos de control de la contaminación del agua residual, que solucionarían el problema del tratamiento del agua residual tratando conjuntamente aguas industriales y domésticas de toda una región, reduciendo los costos de construcción, operación y mantenimiento al tratar mayores volúmenes de agua. La prioridad de cada región se determinó por el estudio de la contaminación de las cuencas.

De esta manera entró en operación la primera planta de este plan, en el distrito de control de calidad de agua de la región de Cívac, Morelos. El agua tratada aquí proviene de 45 empresas y de las poblaciones circundantes.

Los resultados del tratamiento se pueden observar en los manantiales de la cuenca que habían empezado a ser afectados por la contaminación.

El segundo distrito de control pertenece a una de las cuencas más importantes del territorio, la de Toluca-Lerma..

En este sitio se captan los vertidos de más de 100 empresas.

La importancia de la cuenca radica en el hecho de que sus aguas se aprovechan a todo lo largo de su recorrido. Además abastece al lago de Chapala que es el principal suministro de agua para la ciudad de Guadalajara.

Casi al mismo tiempo se puso en marcha la planta de "Reuso del agua" en Lechería, Estado de México, aprovechando las aguas del Emisor Poniente. El agua tratada se empleará para las industrias de la zona, aunque actualmente sólo abastece a la termoeléctrica "Jorge Luke" de la misma localidad.

El plan nacional de distritos de control incluye la construcción de 71 plantas de tratamiento, que recircularán un volumen total de 41 m³/seg, beneficiando directamente a 24.5 millones de habitantes de 89 localidades.

En el año de 1984 se estimó una inversión de 24,000 millones de pesos a un costo unitario de 5.60 pesos por m³ aproximadamente.

Suponiendo que el valor actual sea 10 veces superior, el costo por m³ sigue siendo bastante razonable.

El agua tratada por este sistema tiene planeados los siguientes usos:

47% riego agrícola,
20% descarga en ríos, con vistas a un uso posterior,
19% descarga al mar, en caso de regiones costeras,
10% reuso industrial,
4% conservación de zonas recreativas,
el resto para infiltración y recarga de acuíferos.

En el mejor de los casos, este plan sólo llegaría a tratar un 45% de las descargas de aguas residuales y el 36% de la carga orgánica del total del país.

De cualquier forma, en la zona urbana de la ciudad de México se tratará agua suficiente para poder clausurar alrededor de 700 pozos de aprovechamiento agrícola en el estado de México, sin dejar de abastecer al distrito de riego No. 03 del estado de Hidalgo, que aprovecha el agua negra actualmente.

Se tiene prevista la posibilidad de ocupar el agua potable ahora empleada en riego o industrias y captar las aguas freáticas que se infiltran entre las lumbreras 11 y 14 del drenaje profundo, intercambiándola por agua tratada, dándose así un mejor empleo a un total de $7m^3/\text{seg}$, con calidad suficiente para abastecer a la población.

1.2. LAS LOCALIDADES SUBURBANAS.

Los programas gubernamentales de corto plazo tienen la intención de satisfacer las necesidades de reaprovechamiento de los recursos en las zonas críticas, es decir, donde las concentraciones humanas e industriales agravan el problema.

Las localidades suburbanas que contempla este trabajo tienen poblaciones de 100,000 habitantes aproximadamente, con poco desarrollo industrial, que de cualquier manera descargan suficientes contaminantes como para tomar en cuenta sus efectos sobre los cuerpos receptores.

Las expectativas de crecimiento demográfico colocan dentro de esta clasificación a muchos municipios importantes como Linares, Guasave, Nueva Rosita, Piedras Negras, Fraccionamiento, Matehuala, San Juan del Río, Mazzanillo, Zihuatanejo, Tlaxcala, Cancún y Tulancingo, así como otra lista interminable de otras ciudades en el interior y las costas.

Según un estudio que realizó de desaparecida SAHOP se les clasificó como de cuarto rango por su población esperada para el año 2000.

Estas localidades se caracterizan por tener una industria en desarrollo con poblaciones importantes y campos de cultivo de diferentes tipos en sus alrededores.

En algunos casos se cuenta con importantes centros turísticos dentro del municipio, por lo que la carga de contaminantes se incrementa por temporadas, haciéndose más importante el tratamiento de sus aguas residuales.

CAPITULO I I .

**EL PROCESO DE TRATAMIENTO DE LAS
AGUAS RESIDUALES .**

**2.1. COMPOSICION Y ESTUDIOS DEL
AGUA RESIDUAL.**

2.2. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.

2.1. COMPOSICION Y ESTUDIOS DE CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL.

El contenido del agua residual puede variar dependiendo del tipo de red de alcantarillado y de las principales actividades que se tienen en la localidad, el clima, la población y aun la hora del día en que se realiza el muestreo.

Básicamente se determinan las características físicas, químicas y biológicas del agua residual para poder establecer el grado de contaminación en que se encuentra.

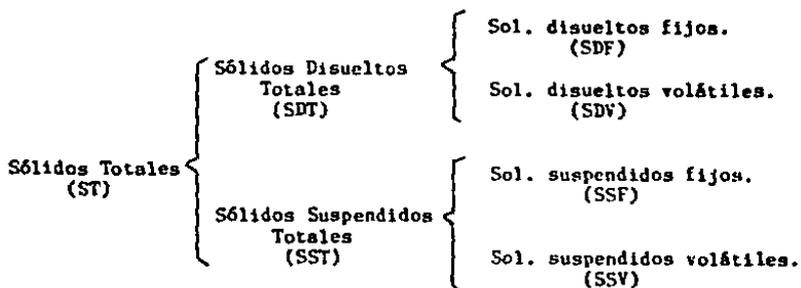
I. CARACTERISTICAS FISICAS .

Se reconocen como características físicas, el contenido de sólidos, la temperatura, olor, color y turbiedad.

Sólidos totales.

Por definición es el material que queda como residuo al calentar una muestra a una temperatura de 103° a 105° C, provocandole la evaporación y posterior secado.

La clasificación comúnmente aceptada para los sólidos es:



Como sólido disuelto se reconoce a toda sustancia que como molécula está formando una verdadera solución con el agua residual, haciendo necesaria la coagulación o la oxidación biológica para su separación.

Los sólidos suspendidos son los que como partículas están mezclados con la masa de agua residual. En ocasiones, las partículas coloidales se incluyen en esta clasificación.

La determinación de los sólidos sedimentables se realiza con la probeta cónica de 40 cm de altura que está graduada en su extremo inferior. El tiempo que dura el ensayo es de 60 min., haciéndose registros periódicos con los que se define una "curva de sedimentación".

La volatilidad o fijez de un sólido se refiere a la peculiaridad de los primeros de evaporarse en forma de gas a los 600° C aproximadamente, dejando sus cenizas como residuo. Este material remanente, compuesto ahora por sustancias inorgánicas es el sólido fijo.

En los lodos de los procesos de tratamiento, la determinación de esta última característica refleja su grado de estabilidad biológica.

Temperatura.

La temperatura es un parametro que sirve para dar un pronóstico sobre lo que sucede al agua residual dentro de la red, por ejemplo, una temperatura de agua residual mayor a la ambiente puede indicar la presencia de residuos industriales calientes. Una menor puede ser motivada por una fuer

te infiltración de aguas freáticas hacia el alcantarillado.

En las starjeas no es deseable una temperatura elevada del agua, porque se facilita la sedimentación y se disminuye la viscosidad, acarreado problemas de azolve en la red.

También la absorción de oxígeno se ve disminuida al incrementarse la temperatura.

Si se reconoce que todas las reacciones bioquímicas son alteradas bajo estas circunstancias, cualquier cambio brusco de esta característica del agua puede resultar peligroso para la vida acuática, y es por tanto indeseable.

Color.

Esta es una de las características que se han observado siempre para determinar la calidad de las aguas.

Cuando se trata de aguas residuales frescas, su color es gris y a medida que el oxígeno va desapareciendo debido al avance de la descomposición, el color cambia hacia el negro. A este estado se le da el nombre de séptico.

Olor.

Generalmente este será el siguiente punto a notar. En las aguas negras frescas el olor no es muy desagradable, predominando el olor a jabón o detergente.

Cuando la descomposición se encuentra avanzada, el olor a sulfuro de hidrógeno es muy notorio. Este gas es producido por los organismos anaeróbios al reducir los sulfuros a sulfatos.

Turbiedad.

Este es solo uno de los parámetros de los materiales en suspensión, agrupando desde tamaño coloidal hasta las partí

culas macroscópicas.

Es importante la turbiedad desde un enfoque sanitario, porque si esta es demasiada tendrá un aspecto antiestético.

II. CARACTERISTICAS BIOQUIMICAS.

La muestra de agua por analizar tiene gran variedad de sustancias y organismos que actúan en el proceso de su descomposición dentro de un delicado equilibrio. Factores como contenido de oxígeno, nitrógeno, cloruros, azufre, fósforo, grasas, pH y materia orgánica, entre otros, son determinantes en el tratamiento de las aguas residuales.

Materia orgánica.

Dentro de este grupo se clasifican la mayor parte de los materiales que conducen las aguas residuales municipales. En general son compuestos de carbono, hidrógeno, oxígeno, nitrógeno, azufre, fósforo, principalmente; algunos forman estructuras moleculares muy simples, mientras que otros forman cadenas muy complejas, dando lugar a fenoles, insecticidas, detergentes y otras sustancias similares.

La cantidad en que cada sustancia está presente puede tener diferentes grados de repercusión en la calidad y facilidad de tratamiento de las aguas residuales, debido a la susceptibilidad a la descomposición que cada una pueda tener, llegando a encontrar sustancias no biodegradables.

El material orgánico de aguas residuales de concentraciones regulares, es de alrededor del 75% de los sólidos suspendidos un 40% de los sólidos disueltos.

En general, las proporciones en que este material orgánico se puede observar, son:

40 a 60% proteínas

25 a 50% carbohidratos

± 10% grasas y aceites.

En las aguas residuales frescas se encuentran cantidades significativas de urea.

Entre las sustancias que afectan de alguna manera la descomposición del agua residual están:

Proteínas.- Su estructura molecular básica se forma de carbono, oxígeno, hidrógeno y nitrógeno, con peso molecular muy alto, son además inestables y complejas. Su formación requiere de la combinación de aminoácidos en gran cantidad.

El nitrógeno es uno de los principales constituyentes de los desechos orgánicos de origen animal y vegetal.

La urea y las proteínas son los principales aportadores de nitrógeno en las aguas residuales.

Algunas de las proteínas son solubles en el agua y los períodos de descomposición son muy diferentes entre uno y otro tipo.

Carbohidratos.- En este grupo se encuentran azúcares, almidones, celulosa y fibras de madera. Su característica común es que sus moléculas se forman de seis o más múltiplos de 6 átomos de carbono.

Al igual que las proteínas, su solubilidad en el agua varía.

Grasas y aceites.- Es frecuente señalar una división en este tipo de sustancias: las de origen mineral y las orgánicas. Las primeras, en su mayor parte son derivadas del petróleo y generalmente provienen de gasolineras y estaciones de servicio.

Las de origen orgánico provienen principalmente de los residuos de alimentos, pues son contenidos tanto por los productos animales como por los vegetales.

En general son compuestos muy estables y de difícil descomposición. Tienden a cubrir la superficie del agua, interfiriendo con la actividad biológica.

Es muy difícil reutilizar las grasas y aceites, por lo que comúnmente son enterrados o quemados al retirarlos de las aguas residuales.

Detergentes.- Se componen de moléculas de largas cadenas de átomos y se conocen como sustancias tenso-activas. Son ligeramente solubles en el agua.

Su presencia se hace evidente por la formación de espuma en la superficie del agua que los contiene.

Para su fabricación, hasta hace un tiempo, era común el uso de sulfanato de alquil benceno, (ABS), que es muy resistente a la degradación biológica. En la actualidad, en países como Inglaterra y EEUU, los detergentes se fabrican a base del LAS (sulfanato lineal de lauril alquilo), que es biodegradable en buena medida.

Insecticidas.- La presencia de estos compuestos en las aguas residuales siempre será un gran problema debido a su

toxicidad y a que afecta tanto a la vida acuática como al hombre.

Es fácil encontrarlos en corrientes o cuerpos de agua que reciben escurrimientos de zonas agrícolas o parques. Son compuestos de baja solubilidad, tan resistentes que pueden encontrarse aún después de varios años de haberse aplicado.

Los plaguicidas organo-fosforados se hidrolizan con más facilidad que los organo-clorados, por lo que se degradan más fácilmente, en periodos de un año como máximo, pero su inconveniencia radica en que su poder inicial es más dañino.

Los parámetros más importantes que se consideran son, entre otros:

Carga orgánica.

Los valores usados con frecuencia para la determinación del contenido de materia orgánica en las aguas residuales suelen ser: demanda bioquímica de oxígeno (DBO), demanda química de oxígeno (DQO) y carbono orgánico total (COT).

A últimas fechas se emplean pruebas que determinan la demanda total de oxígeno (DTO) o la demanda teórica de oxígeno (DTeO) como formas alternativas.

La DBO_5 se define como la cantidad de oxígeno que requiere la población microbiana de una muestra de agua para estabilizar biológicamente el contenido de materia orgánica biodegradable de la misma por procesos aeróbios.

La prueba se realiza analizando una muestra en un periodo de incubación de 5 días a una temperatura de 20°C. La

cantidad de oxígeno consumido por los microorganismos en ese lapso, es la DBO_5 .

En la ingeniería sanitaria, este es un valor muy útil para determinar la calidad del agua residual, la cantidad de oxígeno que requerirá el tratamiento de la misma y es un dato necesario en el dimensionamiento de las instalaciones de la planta.

En la figura 2.1.1. se observa la curva típica de demanda de oxígeno al tabularse los valores de una prueba. En ella se pueden distinguir dos etapas en el proceso de descomposición de la materia orgánica: en la primera, el comportamiento es el de una reacción unimolecular. La energía se obtiene por la oxidación de los carbohidratos, la división de las proteínas y liberación de amoníaco de otras moléculas.

La segunda fase, llamada de nitrificación a diferencia de la anterior llamada carbonosa, es aquella en la que el amoníaco se oxida a nitritos y nitratos.

La etapa que más se ha estudiado es la primera, por ser la más importante en cuanto a los valores de oxígeno consumido, que son desproporcionadamente mayores a los de la segunda.

Generalmente, los requerimientos de la última fase son menores a la capacidad de absorción de oxigenación de los procesos naturales.

Este proceso de descomposición puede afectarse por factores externos como son la temperatura, sustancias presentes (alimenticias o tóxicas), reaeración natural o forzada del agua, etc.

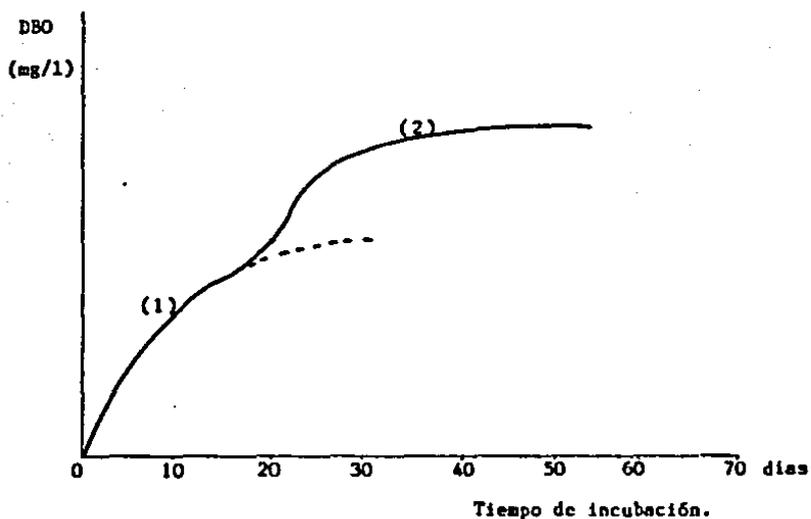


Fig. 2.1.1. Etapas de la DBO en las aguas residuales crudas.

En la presente gráfica se señala el primer intervalo de la curva (1) como la etapa carbonosa del proceso de la descomposición, en la que se requiere de una cantidad de oxígeno mayor en un período comparativamente menor que la segunda etapa (2), la de nitrificación, en la que se reduce el consumo de O_2 .

En la primera fase, caracterizada por la oxidación de la materia carbonosa, se observa que en periodos de tiempo iguales se descompone una fracción constante de la DBO remanente.

En la segunda etapa, se suceden reacciones en las que los resultados finales son nitritos y nitratos provenientes de la acción de nitrosomas y nitrobacterias. Su inicio se marca cuando la demanda carbonosa ha sido satisfecha casi por completo.

El valor de la demanda química de oxígeno (DQO), en general indica el contenido de materia susceptible de ser oxidada químicamente en el agua residual. La prueba se fundamenta en el hecho de que en condiciones ácidas y bajo la acción de oxidantes fuertes, los compuestos orgánicos se reducirán produciendo CO_2 y H_2O .

Cuando se emplea como oxidante el dicromato de potasio, comúnmente muy efectivo, se requiere de un medio muy ácido y de temperatura elevada para buscar una oxidación completa.

Los valores que se obtienen de la DQO son mayores que los de la DBO debido a que en la mayoría de los casos se presentan en el agua residual un mayor número de compuestos susceptibles a la oxidación química que a la biológica.

Es importante reconocer que existe una correlación entre los valores de la DBO y la DQO, haciendo que, por la rapidez con la que se pueden encontrar los valores de la DQO (tres horas aproximadamente), se emplee esta prueba para la operación y control de las plantas de tratamiento.

Carbón orgánico total.

Este suele ser otro de los valores usados para determinar la materia orgánica presente en el agua residual, la cual es objeto de oxidación, dando como resultado dióxido de carbono y agua.

Durante la oxidación de la materia que se hace en la prugba, se requiere cuantificar todo el gas carbónico desprendido de la materia orgánica.

En este caso también se encuentra una relación muy aproximada entre los valores de DQO, COT y DBO, todos encaminados a recortar el tiempo que requiere la determinación de la DBO, de 5 días contra las pocas horas que se necesitan para encontrar los valores de COT o DQO de una muestra.

Para aguas residuales domésticas con concentraciones regulares se tiene que $DBO / DQO \approx 0.4$ a 0.8 , y $DBO / COT \approx 0.8$ a 1.0 .

pH.

Este es otro factor importante de la calidad del agua para el desarrollo de las bacterias que logran la descomposición de la materia orgánica porque es necesario que su valor se encuentre entre límites estrechos para que se verifique dicha descomposición.

El pH indica la condición ácida o alcalina del agua, por la concentración de iones de hidrógeno. Mientras menores sean los valores pH, mayores serán las concentraciones de iones H^+ , señalando la existencia de un medio ácido.

Los valores de pH van de 0 a 14, tomándose como valor de neutralidad absoluta el 7.

En el agua residual, los vertidos de las industrias principalmente pueden causar variaciones importantes de pH, debiéndose considerar en el proyecto de los procesos de tratamiento, ya que para asegurar que el tratamiento biológico sea eficiente, el pH debe ser casi neutro.

Otros compuestos que deben considerarse en cualquier análisis del agua residual son:

Nitrógeno y fósforo.

Los compuestos formados por estos dos elementos son importantes nutrientes de las bacterias, por lo que se conocen también como bioestimulantes.

En cualquier tratamiento biológico es necesario mantener valores mínimos de contenido de estas sustancias.

Azufre.

Es un elemento importante durante la descomposición de las proteínas, liberándose después de realizarse la síntesis.

En la digestión anaeróbica, las bacterias reducirán los sulfuros a sulfatos y a sulfuro de hidrógeno, este último capaz de oxidarse a ácido sulfúrico.

En general, las aguas residuales tienen contenidos variables de metales dependiendo del origen del agua y del tipo de descargas que reciban. Su presencia es necesaria para el desarrollo de los microorganismos dentro de ciertos límites: cuando sus concentraciones son insuficientes, el crecimiento puede detenerse, y si las concentraciones son excesivas, las bacterias pueden envenenarse.

Óxígeno disuelto.

Siendo este uno de los elementos básicos de la vida en el planeta, su presencia no debe pasar desapercibida en el análisis.

La determinación de oxígeno disuelto es importante porque se podrá precisar que tipo de organismos están llevando a cabo la degradación de la materia orgánica. La disponibilidad de oxígeno presenta condiciones favorables para el desarrollo de las bacterias aeróbicas, y cuando aquél se va agotando, aparecen las bacterias anaeróbicas, que dependen de la reducción de algunos compuestos para la obtención de energía.

La velocidad con la que el oxígeno se dispersa en una masa de agua depende de la velocidad de difusión molecular, de difusión turbulenta por convección y la difusión turbulenta por agitación.

En los estudios bacteriológicos que se realizan se determina el número, tipo y condiciones del desarrollo de las bacterias del agua residual. El contenido de bacterias es expresado por el índice NMP (número más probable de bacterias), generalmente.

Algunos de los anteriores parámetros, con sus valores típicos para las aguas residuales municipales de diferentes zonas de la república, son mostrados en la tabla 2.1.1.

PARAMETRO	Zona de la república.		
	Norte	Centro	Golfo-sureste
pH (unidades)	7.1	7.2	7.1
Temperatura(°C)	15.4	25.8	24.9
DBO (mg/l)	229.3	325.7	158.7
DQO (mg/l)	461.9	684.1	307.1
Sólidos totales(mg/l)	1355.6	1115.2	1004.9
Sólidos suspendidos	218.9	316.4	237.7
Sol. volátiles			
totales	443.1	524.2	479.8
Grasas y aceites	45.7	60.3	57.5
N total (mg/l)	39.7	41.4	27.0
P total (mg/l)	23.3	12.9	36.1
Coliformes totales (nmpx 100 M ^L)x10 ⁻⁷	1355.6	1115.2	1004.9

Tabla 2.1.1.

Valores típicos de calidad de las aguas residuales de diferentes sitios de la república Mexicana.

En cuanto a la legislación vigente en México sobre determinadas de estas características, en el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas, en su artículo 13 establece los parámetros máximos tolerables a los que se debe ajustar cualquier descarga de aguas residuales. Estos son:

Sólidos sedimentables	1.0 ml/l
Grasa y aceites	70.0 mg/l
Materia flotante	Ninguna que pueda ser retenida por una malla de 3 mm de claro libre cuadrado.
Temperatura	35°C
Potencial Hidrógeno	4.5 a 10

Adicionalmente, las autoridades federales competentes, (SEDUE actualmente), fijarán características particulares de calidad a las aguas residuales tratadas, en función de la capacidad de asimilación del cuerpo receptor en el sitio de disposición final.

2.2. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Para los fines de la ingeniería sanitaria, el tratamiento de las aguas residuales puede definirse como el conjunto de procesos físicos, químicos y biológicos a los que se somete esta última para mejorar su calidad.

El tratamiento se realiza en obras de ingeniería diseñadas para tal fin, en las que se aplican de manera acelerada y controlada los fenómenos naturales para la remoción de contaminantes del agua residual.

Existen diferentes factores que se consideran al elegir el tipo y grado de tratamiento de las aguas residuales, principalmente :

- Calidad del agua residual cruda.
- Calidad requerida en el agua residual tratada, ya sea por la legislación nacional en vigor al respecto, o por las necesidades de reusos específicos.
- Recursos económicos disponibles para lograr la calidad requerida.

Dependiendo de estos factores, el tratamiento del agua residual puede ajustarse a alguno o algunos de los siguientes grados:

- a). Tratamiento Preliminar,
- b). Tratamiento Primario,
- c). Tratamiento Secundario,
- d). Tratamiento Terciario.

2.2.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR.

El objetivo de esta parte del tratamiento es separar del agua residual los sólidos flotantes y otros sólidos gruesos reduciendo la carga orgánica sobre las demás unidades del tratamiento y los problemas que estos sólidos, como las arenas por ejemplo, pueden causar sobre algunos mecanismos.

Son varias las operaciones que forman parte del tratamiento preliminar . Las más comunes:

- Cribado,
- Desarenado,
- Flotación,
- Homogenización.

2.2.1.1. CRIBADO.

Con esta operación se retienen los sólidos mayores con cribas o rejillas . Los tipos que existen se dividen, por su modo de limpieza en manuales y mecánicos, sus formas son muy variadas, encontrándose las rejillas de barra o rastri-
llo, mecánicas de tela, de disco, de banda, de lámina perforada, de alas o de parrilla.

La elección del tipo depende principalmente de las cantidades de material que se espera recoger o de cierto tamaño que se requiere recoger.

En los países desarrollados la tendencia es la de mecani

zar este tipo de instalaciones, pero en México, es más bien raro encontrar cribado con limpieza mecánica.

La mayor parte del material retenido es de fácil descomposición por lo que no puede permanecer mucho tiempo dentro de la planta de tratamiento.

Lo más práctico es eliminarlo en rellenos sanitarios o quemarlo. En otros países se tratan junto a las basuras municipales o con los lodos en un digestor.

Los desmenuzadores, (realmente sin uso en México), se pueden usar en sustitución de las rejillas, para darle a los sólidos un tamaño que les permita sedimentarse sin problemas en los sedimentadores o pasar a otras fases del tratamiento.

2.2.1.2. DESARENADO.

Son tres los tipos principales de sedimentación que se dan en el agua residual, y la que permite el funcionamiento de los desarenadores es la sedimentación discreta. Aquí el material que se deposita es granular y se llama discreto por ser un material que mantiene su individualidad, tamaño, forma y densidad. Su precipitación ocurre con una velocidad uniforme con todas las partículas moviéndose de manera independiente.

La profundidad del tanque no tiene gran influencia en este caso, siendo más importante la relación entre la superficie horizontal y el gasto que lo atraviesa. Esto se conoce como carga superficial y está íntimamente relacionada con la velocidad mínima de decantación de las arenas que se desean separar.

Además de la carga superficial, otros factores como la densidad y temperatura del agua residual y el peso específico de las partículas tienen influencia sobre los resultados de la sedimentación.

Las características del canal desarenador permiten la sedimentación del material granular en un régimen subcrítico en el que el material más ligero, es decir los lodos, no pueden depositarse, permitiendo la posterior extracción de las arenas libres de lodos putrefactos.

Para esto es necesario controlar en todo momento la velocidad del agua residual, usualmente con secciones reguladoras como el canal Parshall o los vertedores proporcionales.

Estos canales tienen en el fondo un depósito en el que se acumulan las arenas entre los intervalos de limpieza. El depósito dispone de drenajes que se abren antes de la limpieza, de manera que las arenas se pueden extraer con un mínimo de humedad.

La limpieza manual es la forma más comúnmente encontrada en el país, así que para lograr un funcionamiento continuo, se colocan dos o más desarenadores en paralelo funcionando alternadamente.

2.2.1.3. FLOTACION.

No es común encontrar depuradoras que cuenten con una instalación exclusiva para este fin, a pesar de los beneficios que se pueden obtener y esto se debe principalmente a que se logran separaciones de grasa satisfactorias en los tanques de sedimentación.

El principio en que se basa la separación de grasas es que al producirse un descenso considerable en la velocidad del agua residual, el material con menor peso específico trata de flotar. Así, mientras más grandes sean las partículas del material, por el principio de Arquimides, mejores son los resultados de la separación.

El proceso puede mejorarse con la aplicación de pequeñas burbujas de aire que al ascender arrastran con ellas a las partículas de grasa.

Si los períodos de retención son suficientemente prolongados la aplicación de aire no es necesaria, porque así se da tiempo suficiente a las gotas de grasa para que alcancen la superficie, de donde pueden ser recogidas. Esta es la razón por la que en general no se utiliza la flotación en el tratamiento de aguas residuales municipales, ya que el efecto mencionado se puede obtener en los sedimentadores.

La separación puede inhibirse por la presencia de sales metálicas o de ácidos, lo mismo que por los detergentes, que forman gotas muy pequeñas de las grasas.

Cuando las grasas son de origen orgánico pueden llevarse a digestores de lodos para la producción de gases, pero si son minerales se prefiere quemarlas.

Debido a que las concentraciones en que normalmente son encontradas las grasas en el agua residual municipal, (ver tabla 2.1.1.), el valor máximo permitido por el reglamento pocas veces se rebasa.

2.2.1.4. HOMOGENIZACION.

Como se puede suponer, a diferentes horas del día, el caudal y la concentración del agua residual varían considerablemente, haciendo difícil el tratamiento en las instalaciones, por lo que se necesita alguna forma de control, que puede resolverse con tanques de homogenización e igualación.

Los tanques de igualación tienen como fin regularizar el caudal del agua entrante, construyendose un tanque en línea o en paralelo entre los desarenadores y los tanques de la siguiente unidad, o colocandose una estructura derivadora de la porción del gasto que no será tratado.

En las plantas de tratamiento de aguas residuales de los municipios en la república no se encuentran instalaciones de este tipo, pero es conveniente mencionar su existencia.

2.2.2. TRATAMIENTO PRIMARIO.

En esta fase se retira del agua residual el material suspendido que consiguió pasar por el pretratamiento.

El mecanismo por el que se logra esto es la sedimentación provocada por la reducción de la velocidad del agua residual que contiene a estos sólidos suspendidos, que por su peso específico mayor al del agua se precipitan.

Los tipos de sedimentación que ocurren en las instalaciones de tratamiento secundario son : la floculenta y la de zona.

La sedimentación floculenta se debe a la coalescencia de partículas. En este caso, el material por sedimentarse no sigue un comportamiento uniforme, ya que la velocidad con que sedimenta se va incrementando al acumularse las partículas formando otra de mayor tamaño.

No es posible encontrar un modelo matemático que responda al comportamiento de la sedimentación floculenta, por lo que los ensayos en laboratorio son la mejor forma de predecir en cierta medida el funcionamiento que el fango tiene dentro del clarificador.

En el proceso de la sedimentación floculenta, además de la carga superficial, el periodo de retención es otro importante aspecto a considerar. El periodo de retención es la relación que existe entre el volumen del tanque y el gasto que pasa a través de él.

En el tanque de sedimentación primaria que algunos procesos de tratamiento necesitan se busca detener las arenillas que sun contiene el efluente y muchos de los sólidos suspen

dados de naturaleza flocculenta.

El siguiente tipo de sedimentación, la de zona, es característica de los lodos activados y de las suspensiones químicas flocculentas, generalmente cuando la concentración de sólidos excede de los 500 mg/l.

Los flocúlos se adhieren unos a otros y sedimentan como una capa.

La rapidez de sedimentación en este caso es menor a la decantación libre, por lo que si ocurre la sedimentación de zona, el diseño debe efectuarse por la velocidad de sedimentación requerida.

En los tanque de sedimentación secundaria comúnmente se busca separar el fango flocculento proveniente de las unidades de estabilización biológica, por lo que en el diseño se debe pensar en evitar las corrientes ascensoriales provocadas por las diferentes densidades que tienen las masas de agua residual dentro del clarificador, que al desplazarse accarreen con ellas a los lodos depositados.

Así mismo, una velocidad de entrada o salida del agua en el tanque que sea muy alta puede ocasionar un remezclado del material sedimentado.

Los tanques de sedimentación en todas sus variantes, poseen tolvas que permiten la recolección del lodo para su futura extracción. Esto permite una mejora en la densidad del lodo y de forma indirecta beneficia el rendimiento de la unidad.

La limpieza es mecanizada en la mayoría de los casos, realizándose mediante rastras que empujan el fango hacia

las tolvas. Esto permite una operación ininterrumpida de los tanques de sedimentación.

2.2.3. TRATAMIENTO SECUNDARIO.

Los procesos de tratamiento biológico o secundario son esencialmente procesos bioquímicos, en los que los microorganismos utilizan la materia orgánica y los nutrientes biológicos contenidos en los desechos. Se puede decir que el fin de esta fase del tratamiento busca reducir el contnido orgánico del agua residual, obteniéndose como resultado un material sólido estabilizado que no causará problemas al ambiente en el momento de desecharse y agua de calidad mejorada para los usos a futuro que se tengan previstos.

Las formas en que los organismos llevan a cabo sus funciones metabólicas son dos principalmente: la digestión aeróbica y la anaeróbica. En el primer caso es necesaria la presencia de oxígeno disuelto que pueda ser empleado por las bacterias durante el proceso.

En la segunda forma, la estabilización se consigue en ausencia de oxígeno disuelto, obteniéndose la energía necesaria para las funciones celulares de la reducción de la materia orgánica presente.

Así mismo, las variantes del tratamiento se clasifican algunas veces por la movilidad que presentan los microorganismos en la masa de agua en: suspensión, medio fijo, o una combinación de ambos.

Entre los procesos más conocidos están:

AEROBIOS.-

Lodos activados,

Lagunas aereadas,
 Filtros rociadores,
 Biodiscos,
 Lagunas aeróbias y facultativas,
 Zanjas de oxidación.

ANAEROBIAS.-

Tratamiento por contacto anaeróbico,
 Filtro anaeróbico,
 Lagunas anaeróbias,
 Tanques Imhoff,
 Tanques sépticos.

Otro caso especial es de las lagunas facultativas, en las que se realizan los dos tipos de degradación en diferentes profundidades del tanque.

En seguida se mencionan varios de los métodos de tratamiento mencionados, señalando alguna de sus características más relevantes y una descripción muy general del proceso, se habla de los empleados en México con más frecuencia, sin llevar un orden establecido.

Lodos activados.

Esta es una de las formas de tratamiento biológico más conocidas, que consiste en llevar el agua residual conteniendo la materia orgánica a un tanque aerado en el que existen microorganismos que metabolizan y flocculan biológicamente a esta última. Posteriormente, estos seres que forman los llamados lodos activados, son sedimentados en los decantadores secundarios y de ahí son llevados de regreso al

tanque de aereación. El sobrenadante clarificado de este sedimentador es el efluente depurado.

Al contenido del tanque de aereación se le denomina licor mezclado y contiene primordialmente microorganismos en suspensión, parte de los cuales son desechados del sistema después de períodos variables. El tiempo que la masa biológica debe permanecer en el sistema, es decir, el tiempo de retención celular, depende de varios factores como el nivel de eficiencia que se desea, la estabilización de materia orgánica requerida y consideraciones relacionadas a la cinética de crecimiento.

Para que todo esto se realice, se debe procurar un ambiente adecuado que propicie el desarrollo y reproducción de las bacterias, que son aeróbicas fundamentalmente. Por lo anterior, se requiere la continua aereación del agua, además de la observación de sus valores como pH y concentraciones de sólidos entre otros.

En general, el tratamiento de lodos activados se ajusta de buena manera a diversos caudales y concentraciones de contaminantes, razón por la cual su empleo se ha extendido.

En la tabla 2.2.1. se comparan varias características de los lodos activados frente a otros métodos.

Este proceso puede aplicarse con varias modalidades, las más comunes son: de alta tasa, aereación con mezcla completa, aereación extendida y estabilización por contacto.

No es necesario profundizar en cada una de ellas, porque los principios básicos son los mismos.

La potencia necesaria está en función de los requerimien

tos de oxígeno del agua residual y del tipo de mecanismo de aereación que se ha elegido, es decir, aereadores superficiales de baja o alta velocidad, turbina sumergida, difusión por aire comprimido, etc.

Lagunas de estabilización.

Este es uno de los métodos en los que se hace más evidente el funcionamiento de los procesos naturales, porque el oxígeno necesario se obtiene por absorción en los niveles superiores de la laguna y por medio de funciones fotosintéticas de las algas. De esta forma existe una relación íntima entre algas y bacterias para conseguir la estabilización del contenido orgánico.

El resultado de la actividad bacteriana sobre la materia orgánica son los nuevos compuestos también orgánicos y otras sustancias como bioxido de carbono, iones de sales minerales, amoníaco, etc. Estas tres últimas son utilizadas por las algas durante la fotosíntesis que proporciona oxígeno.

Todo lo anterior ocurre en el tanque formado usualmente por tierra, abierto al aire y sol, donde se descargan las aguas residuales a veces sin ningún tratamiento anterior.

La eficiencia en estos sistemas se ve afectado por factores como la temperatura, evaporación, infiltración, iluminación, precipitación pluvial y los vientos.

Se emplean principalmente en donde se pueden encontrar grandes espacios abiertos alejados de los centros urbanos.

de manera que los olores que ocasionalmente pueden producir las lagunas anaeróbicas, no sean causa de molestias a la población.

Este tipo de plantas son las más económicas en cuanto a conservación y mantenimiento, aunque el costo de movimiento de tierras durante la construcción puede ser elevado, repercutiendo en los costos de la inversión inicial.

En algunas de sus variantes, la operación de la planta prácticamente se reduce a abrir y cerrar compuertas y ocasionalmente revisar la calidad del efluente, así como el estado de los bordos que forman la laguna.

Conviene mencionar brevemente las características de los diferentes tipos de lagunas, porque las cargas con las que trabajan, además de otras condiciones las hacen ser muy diferentes entre sí.

Lagunas anaeróbicas.- Se emplean generalmente para reducir la DBO_5 del agua residual antes de descargarse a una laguna de otro tipo. No requieren de oxígeno disuelto y la actividad de las bacterias anaeróbicas puede llegar a producir malos olores. Trabaja con cargas orgánicas altas.

Lagunas facultativas.- En ellas se combinan la digestión aeróbica y anaeróbica de la materia orgánica, complementándose la fotosíntesis de las algas azul-verdosas con la vida bacteriana. Opera con cargas orgánicas medias.

Lagunas aeróbicas.- Funcionan con cargas orgánicas bajas y tienen profundidades pequeñas para que se realice la fotosíntesis y la transferencia de oxígeno en la superficie del líquido, permitiendo la vida de los microorganismos

de la descomposición.

Lagunas de aereación mecánica.- En este caso el proceso es anaeróbico por completo, suministrándose el oxígeno necesario con mecanismos especiales. Ocupan menos superficie que otros tipos de lagunas y son más profundas.

Tienen capacidad de manejar cargas orgánicas altas.

Lagunas de maduración.- Pueden instalarse después de las unidades de tratamiento secundario. Su función única es reducir el número de bacterias del efluente.

En la tabla 2.2.1. se señalan solo los valores comparativos de dos de estos tipos.

Filtros rociadores.

Este proceso se basa en la circulación del agua residual por un medio filtrante compuesto de roca o de algún material similar con diferente granulometría, y de una superficie tal que permita a las colonias de bacterias adherirse a él y de esta forma consumir la materia orgánica presente.

El efluente del filtro es una agua de buena calidad con una notable disminución de la DBO_5 . El efluente contiene lodos formados por los desechos de la actividad celular que se desarrolla dentro de la unidad. Estos lodos tienen la desventaja de ser putrescibles, por lo que requieren de un tratamiento posterior para estabilizarlos.

Las variedades principales que existen de este proceso son, por su tipo de operación, de alta y de baja carga.

Los valores que indican este tipo de carga usualmente

están referidos a una proporción entre el volumen del filtro y el gasto que está tratando.

Los filtros rociadores se usan con regularidad en pequeñas y medianas comunidades o en industrias.

Ver tabla 2.2.1. para comparaciones con otros procesos.

Zanjas de oxidación.

La zanja de oxidación es una variante de la aereación extendida. La forma más simple de zanja de oxidación consiste en un canal en circuito cerrado, aereado mecánicamente, en el que se descargan directamente las aguas residuales crudas que se mezclan con el lodo que está circulando en la zanja.

El volumen se oxigena mediante un aereador de eje horizontal colocado trasversalmente al canal, generalmente denominado rotor.

Después de un periodo de aereación prolongado (alrededor de 24 horas), el efluente de la zanja de oxidación se pasa a un sedimentador secundario con el objeto de remover los lodos que debido al tiempo de aereación están prácticamente estabilizados, o sea, que ya no requieren ningún tratamiento posterior y pueden deshidratarse con facilidad.

Existe una modificación del proceso de la zanja de oxidación conocida como zanja de tipo carousel, en la cual, la aereación y movimiento del agua se logra con aereadores de eje vertical.

TABLA 2.2.1.

Datos generales de los distintos procesos.

TIPO DE PLANTA	Nivel de tratamiento .	Objetivo del proceso.	Procesos antecedentes.
LAGUNA DE ESTABILIZACION.	Secundario	Remoción de S.S. y DBO_5 , digestion de lodos.	Ninguno
LAGUNA AEREADA	Secundario	Remoción de DBO_5	Rejilla, Desarenador, Sedimentador primario
ZANJA DE OXIDACION	Secundario	Remoción de DBO_5	Rejillas, Desarenador, Sedimentador Primario
FILTROS ROCIADORES	Secundario	Remoción de DBO_5 , Estabilización de lodos	Rejillas, Desarenador, Sedimentador primario
LADOS ACTIVADOS	Secundario	Remoción de DBO_5	Rejillas, Desarenador, Sedimentador primario

TABLA 2.2.1. (continuación)
 COSTOS RELATIVOS.

TIPO DE PLANTA	CONSTRUCCION	OPERACION Y MANTENIMIENTO	DIFICULTAD DE OPER. Y MANT.
LAGUNA DE ESTABILIZACION	Bajos	Bajos	Mínima
LAGUNA AERÉADA	Medios	Medios	Media
ZANJA DE OXIDACION	Medios	Medios	Media
FILTROS ROCIADORES	Altos	Altos	Alta
LODOS ACTIVADOS	Altos	Altos	Alta

TABLA 2.2.1. (Continuación)
EFICIENCIA

TIPO DE PLANTA	Carga orgánica	Período de retención	Remoción	
			DBO ₅ [%]	SST [%]
LAGUNA DE ESTABILIZACION	22 a 56 kg DBO ₅ Ha- día	7 a 30 días	70 a 85	60 a 80
LAGUNA AEREADEA	112 a 224 kg DBO ₅ Ha día	3 a 10 días	90 a 95	90 a 95
ZANJA DE OXIDACION	0.1 a 0.5 kg DBO ₅ m ³ día	0.5 a 4 días	90 a 98	90 a 95
FILTROS ROCIADORES	0.1 a 1.86 kg DBO ₅ m ³ día	variable	65 a 85	80 a 90
LODOS ACTIVADOS	0.32 a 0.64 kg DBO ₅ m ³	4 a 8 hrs	85 a 95	90 a 95

2.2.4. TRATAMIENTO TERCIARIO.

La creciente necesidad del agua para los diferentes tipos de consumo ha obligado a los investigadores de la ingeniería sanitaria a buscar formas de tratamiento complementario a la sola reducción de SST y de DBO_5 que se consigue con el tratamiento secundario.

Los novedosos métodos de tratamiento avanzado permiten lograr la calidad deseada de los efluentes al reducir las concentraciones de contaminantes como los metales pesados, compuestos orgánicos exóticos y organismos patógenos, entre otros. Los contaminantes que comúnmente se atacan son:

- Nutrientes como el Fósforo y el Nitrógeno,
- Compuestos causantes de color, olor y turbiedad,
- Compuestos orgánicos difíciles causantes de DBO_5 ,
- Sales orgánicas,
- Metales pesados,
- Compuestos orgánicos dañinos a la salud,
- Organismos patógenos.

Algunos de los procesos utilizados para la eliminación de estos contaminantes son:

- 1). Remoción de Fósforo,
- 2). Remoción de Nitrógeno,
- 3). Remoción de Sólidos suspendidos,
- 4). Remoción de materia orgánica soluble,

- 5). Remoción de sólidos disueltos,
- 6). Remoción de organismos patógenos.

En seguida se expone brevemente cada proceso y sus variantes :

1). Remoción de Fósforo.

a). Remoción biológica.- El método convencional consigue la eliminación de fósforo al incorporar este elemento dentro del tejido de microorganismos. Aunque se pueden obtener reducciones de hasta 95%, su variabilidad en los resultados lo hace poco confiable.

b). Remoción Biológica-Química.- Por este proceso, la remoción se consigue durante el tratamiento secundario, al añadir sales de hierro o aluminio en el tanque de aereación.

Como ventaja adicional a la de proporcionar efluentes con concentraciones muy bajas de fósforo, la turbiedad, color y sólidos suspendidos son menores que los que se obtendrían con el tratamiento secundario unicamente.

c). Remoción Físico-Química.- Los agentes empleados en esta variante son la cal, sulfato de aluminio o sales de hierro, consiguiendose reducciones de la concentración de entre 95 y 98%. También ayuda a la remoción de sólidos suspendidos y materia orgánica, reduce el contenido de organismos coliformes y virus, mejorando además el aspecto físico del agua.

2). Remoción de Nitrógeno.

a). Remoción biológica.- Consiste en la oxidación biológica de los compuestos nitrogenados transformandolos a nitratos en condiciones aeróbias, posteriormente los nitratos son sujetos a reducción a gas nitrógeno en condiciones anaeróbias.

Su efectividad se complica al formarse por dos sistemas biológicos en serie, pero se compensa con la mejora que le proporciona el clima cálido.

b). Cloración a punto de quiebre.- Es un proceso complicado que, con descuido, puede ocasionar perjuicios al efluente. La aplicación del cloro provoca que las sustancias nitrogenadas reducidas se oxiden hasta formar gas nitrógeno, hasta un 99% de estas sustancias, oxidando además la materia orgánica y desinfectando el agua tratada.

El problema surge entonces al formarse compuestos orgánico cerrados tóxicos que disminuyen la utilidad del agua. Las elevadas dosis necesarias de cloro por unidad de nitrógeno amoniacal lo encarecen.

c). Desorción de amoniaco.- El fundamento del método es elevar el pH del agua de manera que el nitrógeno amoniacal se transforme en amoniaco que se disipa en la atmosfera.

En climas cálidos o si le sigue un proceso de coagulación con cal su costo es bajo y buenos sus resultados.

d). Intercambio iónico.- El empleo de una resina de intercambio selectivo natural que tiene el nombre de clinoptilolita, facilita la separación del nitrógeno amoniacal del agua residual.

Después se somete el agua residual a una regeneración con salmuera, con el fin de facilitar la posterior extracción del amoniaco con ácido sulfúrico, resultando sulfato de amoníaco con cualidades fertilizantes.

3). Remoción de sólidos suspendidos.

El método más sencillo de conseguirlo es mediante la coagulación química, la filtración o microtamizado, procesos que no requieren de mayor explicación.

4). Remoción de materia orgánica soluble.

a). Remoción por carbón activado granular.- Las partículas de carbón activado absorben la materia orgánica presente en el agua, que por estar suspendida o ser coloidal no se separó en el tratamiento secundario.

b). Por carbón activado en polvo.- A diferencia del granular, el carbón activado en polvo no forma una columna por la que atraviesa el agua, sino que se mezcla con el agua para ser después removido por sedimentación.

La regeneración del material produce pérdidas mayores que en el carbón activado granular, lo que es desventajoso.

c). Ozonización.- Consiste en la reducción de la DQO, debida a la presencia de materia orgánica, por la oxidación producida por el ozono. Aunque su reacción es lenta, la eficiencia puede ser de hasta el 50%.

d). Osmosis inversa.- A grandes rasgos, la osmosis inversa es el fenómeno que ocurre cuando se tienen líquidos de diferentes concentraciones de soluto separados por una mem

brana semipermeable. El líquido tiende a desplazarse, buscando igualar ambas concentraciones, del lado más diluido al de mayor concentración. Ahora que si se aplica presión del lado concentrado, el líquido del otro lado se diluye más aún.

Las membranas que se emplean tienen una vida corta y las sales se depositan en ellas muy fácilmente.

5). Remoción de sólidos disueltos.

a). Intercambio iónico.- Se utilizan dos lechos de resinas, con las que se separan por un lado los aniones y por otro los cationes. Se llegan a conseguir separaciones de iones de hasta 90%, pero las ventajas de otros procesos como la osmosis inversa, aventajan en ciertos aspectos al proceso.

b). Electrodíólisis.- Originalmente se empleó para quitar la salinidad del agua para consumo, atrayendo a los iones hacia membranas por medio de corriente eléctrica. Solo es aplicable a sustancias inorgánicas. Los costos de energía se incrementan con concentraciones bajas.

c). Osmosis inversa.

d). Destilación.- También fué método de desalación de agua para consumo que se adaptó al tratamiento de aguas residuales. Su desventaja es que los compuestos orgánicos son acarreados algunas veces, apareciendo en el efluente.

6). Remoción de organismos patógenos.

El objeto de esto es eliminar las bacterias y virus que pueden ser nocivos para la salud o dificulten los usos previstos para el efluente. Los métodos más comunes son la cloración, ozonización y el dióxido de cloro.

También se emplean en pequeña escala y de manera experimental luz ultravioleta o radiaciones, pero son formas costosas y poco prácticas.

2.2.5. TRATAMIENTO DE LOS LODOS.

Después del tratamiento del agua residual se obtiene un efluente de calidad mejorada que puede ser empleado en la forma prevista. El problema que aparece ahora es eliminar el material que se separó en forma de lodos, los cuales en general (dependiendo del proceso anterior), presentan el inconveniente de ser fácilmente putrescibles y con altos contenidos de organismos patógenos, por lo que se hace necesario a su vez el tratamiento de los lodos.

Básicamente son dos los tipos de lodo que se tratan en una planta de lodos activados, el fango fresco, como el que se deposita en los clarificadores secundarios, que tiene un color gris amarillento y residuos obvios de heces, papeles y alimentos, y los lodos activados, de color café, flocculentos e inodoros.

El problema se resuelve en ocasiones almacenándolos en lagunas, incorporándolos al suelo como relleno o descargándolos en el mar. Desde luego, ninguna de estas puede aceptarse como una elección adecuada por los riesgos ecológicos que implican.

El paso necesario es entonces, estabilizar los lodos (si esto no sucedió durante el tratamiento secundario), y después eliminar el contenido de agua para facilitar su disposición.

Los métodos usados para consumir gran parte del contenido orgánico putrescible de los lodos son la sobreaireación,

la incineración y la digestión.

Posteriormente se mejoran los lodos para su disposición final con espesamiento, desecación o acondicionamiento químico.

Sobreaeración.

Mediante la digestión aerobia de los lodos es la manera en que se consigue la estabilización en este caso. Esto se consigue durante el tratamiento secundario en los tanques de aereación, disminuyendo la carga de lodos y aumentando la edad de estos en el proceso. El tratamiento por lodos activados de aereación extendida y la zanja de oxidación son las formas más conocidas para lograr esto.

Incineración.

Esta es una práctica que se está dejando principalmente por lo poco económico que resulta. No solo se desperdicia el contenido de nutrientes orgánicos y el gas que pueden producir los lodos, sino que se tiene que desperdiciar combustible para la quema del fango.

Digestión.

Esta y la sobreaeración son las mejores alternativas de estabilización biológica de los lodos. En ella se reduce su tamaño, se mejoran sus cualidades fertilizantes y se aprovechan los lodos producidos durante la digestión anaerobia.

Entre sus inconvenientes están los altos costos que la construcción de digestores implica y los muchos cuidados que se deben tener durante su operación.

La digestión se lleva a cabo en instalaciones como los tanques sépticos, digestores de doble cámara (como el tan-

que Imhoff o los pozos Emscher) o los tanques digestores independientes.

Espeamiento.

El espeamiento de los lodos empieza en las tolvas de los tanques de sedimentación. Mientras más profundas sean estas, mejor será la concentración de los lodos acumulados. Desafortunadamente los lodos no pueden permanecer mucho tiempo en las tolvas, porque la formación de pequeñas burbujas de los gases de la digestión los hace elevarse y descomponer el efluente clarificado. Por esta razón se prefiere emplear tanques de espeamiento separados a los que llegan los lodos por bombeo.

Desecación.

El secado de los lodos se consigue generalmente mediante lechos especiales o mecanismos como filtros de vacío.

De estos el más usado es el lecho de secado, principalmente por su economía. Básicamente es un pequeño depósito en el que se tiene un lecho formado por escoria o grava gruesa colocada en varias capas de 10 cm más o menos. Sobre estas se coloca una capa de arena que tiene la función de evitar que los lodos que sobre esta se vierten lleguen a taponar las capas de grava gruesa.

Acondicionamiento químico.

Este proceso permite la coagulación de los sólidos dispersos en los lodos, aumentando la velocidad de remoción de agua por filtración o por secado al aire.

Entre los acondicionadores comunes están el cloruro

férrico , el sulfato férrico, sulfato de aluminio, cal y caparrosa clorada.

El lodo químicamente acondicionado es ideal para desecarse al vacío, porque libera con facilidad el agua contenida y en el caso de que se decida llevar el lodo no estabilizado pero acondicionado, a un digestor, las sales contenidas favorecen la producción de gases combustibles.

2.2.6. RESIDUOS UTILIZABLES.

LODOS.

En ocasiones se pueden permitir valores algo elevados de fósforo y nitrógeno en el efluente de la planta de tratamiento, con lo que se obtienen lodos especialmente útiles para la agricultura. Si además estos lodos se tratan junto con la basura, su capacidad como fertilizante es excelente.

Cuando los lodos digeridos se emplean como acondicionadores del suelo, producen una porosidad de la capa superficial que facilita el crecimiento de las plantas.

El empleo de estos lodos en cultivos en que se aprovechen las raíces o en hortalizas, se recomienda solamente para el tiempo de preparación del suelo y se debe evitar después por el peligro de contaminación.

Aunque no se tienen datos sobre enfermedades causadas por el empleo de lodos como fertilizante, el hecho de que se lleguen a encontrar bacilos vivos de tifoidea en estos, recomienda emplearlos con precaución.

GAS.

En los digestores separados el gas obtenido tiene una concentración de metano que va de 65 a 70% y un contenido de gas carbonico de 30 a 35%. Este último gas reduce las propiedades caloríficas del gas a 5500 Kcal, a diferencia de las 6000 a 7000 Kcal obtenidas cuando se elimina el carbónico del gas.

La captación de estos gases siempre es recomendable en instalaciones medianas y grandes y en las que se necesite estabilizar los lodos residuales mediante digestión. En estos casos el combustible puede ser usado para calentar los digestores, quemar los sólidos retenidos en las rejillas y para producir la energía del equipo que funciona en la depuradora. Se tiene la ventaja que los digestores calentados son de menor tamaño, de manera que se reducen los costos de construcción.

Para poder emplear el metano en una forma práctica en motores de combustión interna, el gas se fluidifica y presuriza.

El gas comprimido parece ser la forma más práctica de aplicación, presurizándose a unas 350 atmósferas. Al hacer esto, se requiere eliminar el gas carbónico y el sulfídrico que pueden causar deterioro en los equipos.

CAPITULO III.

DISEÑO HIDRAULICO. FUNCIONAL O DE PROCESO .

- 3.1. PRELIMINARES.**
- 3.2. PRETRATAMIENTO.**
- 3.3. TRATAMIENTO SECUNDARIO.**
- 3.4. SEDIMENTADORES.**
- 3.5. LECHOS DE SECADO.**
- 3.6. CLORACION.**

3.1. PRELIMINARES.

Para la elección del proceso de tratamiento es necesario llegar a comparaciones económicas entre ellos. Los índices de este tipo son difíciles de encontrar en el país, porque existen pocas fuentes dedicadas a realizarlos. Entre los últimos estudios sobre este aspecto, está el del doctor Raúl Cuellar, del que se extraen algunos de los valores económicos del trabajo.

Se considera que el grado de tratamiento requerido, tanto por legislación como por los usos subsiguientes, es de nivel secundario.

La población municipal tipo que aquí se propone es de 100,000 habitantes con red de alcantarillado separado, para la que se obtienen los siguientes datos de proyecto:

$P = 100,000$ hab.

Dotación = 250 lt/hab/día

% de aportación = 80 %

Aportación = 200 lt/hab/día

Carga orgánica = 50 gDBO₅/hab/día

Concentración orgánica =

$50/200 \times 1000 = 250$ mgDBO₅/ lt

Altura sobre el nivel del mar = 580 m

Además en general, se dispone de poco terreno para la construcción de la planta.

Se supone que la planta puede trabajar por gravedad debido a la localización del terreno de la misma con respecto a la red de alcantarillado de la población.

Gastos de diseño.-

$$Q_m = 100,000(200)/86400 = 231.48 \text{ lps}$$

$$Q_{\min} = Q_m/2 = 115.74 \text{ lps}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{100}} = 2.0$$

$$Q_{\max} = 2 \times 231.48 = 462.96 \text{ lps}$$

Con base en el gasto medio por tratar y de acuerdo con los datos de costos indice presentados en el estudio antes mencionado, se muestra en forma interpolada y aproximada en la tabla 3.1. los costos correspondientes a los procesos de tratamiento secundario que podrían utilizarse en este caso.

Entre las consideraciones que se deben tener está también la del espacio ocupado, con lo que las opciones quedan limitadas a los lodos activados, zanjas de oxidación y lagunas aeradas con sedimentador secundario.

Ahora bien, los lodos activados resultan ser demasiado costosos en su construcción y en el caso de las lagunas aeradas, los equipos disponibles para la aereación son también caros en comparación de los motoreductores y rotores que se necesitan en el proceso de zanja de oxidación, por lo tanto, independientemente de que el proceso de lagunas aeradas aparente ser más económico en la tabla 3.1. , se selecciona como proceso a diseñar en el ejemplo el de la zanja de oxidación.

TABLA 3.1.

(valores en pesos x1000 de enero 1988)

PROCESO	Costo de construcción	Operación y Mantenimiento	Costo Unitario (\$ / m ³)
1. Lodos Activados	14'700,260	1'100,559	0.79
2. Zanjas de Oxidación.	7'942,693	1'111,581	0.49
3. Laguna aereadas.	5'771,933	465,625	0.278
4. Lagunas de estabilización	3'480,936	311,621	0.18
5. Lagunas aereadas con Sedimentador secundario.	6'870,265	979,100	0.421

La zanja de oxidación es un proceso biológico con aereación extendida o de mezcla completa que opera en la fase endógena, sus estudios iniciales fueron realizados por el Dr. T.A. Pasveer en Holanda.

El agua residual se descarga directamente en la zanja, en muchas ocasiones sin más tratamiento que un cribado. Así, empieza a moverse en un circuito cerrado, donde se favorece el crecimiento de los organismos que se concentran y consumen con muy buena eficiencia la materia orgánica presente.

El incremento de la actividad orgánica se consigue con la constante presencia de oxígeno disuelto en la masa de agua, proporcionada por rotores generalmente de paletas, colocados horizontalmente y semisumergidos. Se reconocen tres acciones provocadas por los rotores según los investigadores Pasveer y Rubins:

- 1). Pulsaciones y oscilaciones en la superficie del líquido debidas al movimiento de las hojas del rotor,
- 2). Dispersión de gotas de agua,
- 3). Mezclado de agua y aire en la cercanía del rotor.

En este último caso, las características del mezclado permiten variar la tasa de oxigenación al modificar la profundidad de inmersión de manera que posibilita manejar cargas superiores en las ocasiones en que sea necesario.

En la mayoría de los casos, los rotores se ubican en forma transversal al sentido de circulación del agua en un eje horizontal. Son variaciones de los llamados aereadores tipo Kessener o de cepillos, a los que siguieron los de tipo

jaula y los mammoth, estos últimos patentados, que tienen una mejor eficiencia de oxigenación.

Los productores de este tipo de aeradores determinan su capacidad de oxigenación mediante pruebas, variando la profundidad de inmersión y velocidad de rotación para cada tipo de rotor. Todos los valores así obtenidos se dan a los estándar de temperatura de 20° C, 760 mmHg de presión y un valor de OD de cero.

Las tablas y valores necesarios aparecen conforme se requieren a lo largo del ejemplo de aplicación.

Para el ejemplo se proponen las siguientes unidades que integrarán la planta de tratamiento:

1).- Rejilla gruesa.- Aquí se detienen los sólidos mayores que pueden ocasionar desperfectos en los rotores o taponamientos en tuberías y canales, dificultando la operación continua.

2).- Desarenador.- A pesar de que la red de alcantarillado de la población es separada, se diseñará un desarenador en la entrada de la planta para evitar que, con el paso del tiempo, la poca arena que puedan transportar las aguas residuales se deposite en el fondo de la zanja de oxidación, lo que eventualmente obligaría a dejarla fuera de operación para remover la arena acumulada.

Para estas dos últimas unidades se considera el manejo del caudal máximo de la red, con una instalación paralela que permite la operación continua.

En las siguientes unidades, que componen la fase de trata

miento secundario se proponen dos módulos de zanja y sedimentador cada uno, para que la planta cuente con la flexibilidad necesaria tanto para su construcción como para su operación .

3).- Zanja de oxidación.- Se divide su diseño en dos partes, una la de dimensionamiento de la zanja y otra la de selección del rotor. Es una unidad convencional que forma un circuito, colocando los aereadores en puntos equidistantes.

4).- Sedimentadores.- La función de estas unidades es lograr la remoción de los sólidos suspendidos estabilizados que salen con el efluente de la zanja para que se logre la clarificación de dicho efluente. Al mismo tiempo, los sólidos suspendidos removidos se recirculan hacia la zanja de oxidación para aumentar la eficiencia del tratamiento o eventualmente se envían a lechos de secado con el objeto de lograr su disposición final, lo cual puede hacerse sin problemas porque son lodos prácticamente estabilizados desde el punto de vista orgánica.

5).- Lechos de secado.- Son unidades en donde se descargan los lodos obtenidos en el sedimentador, con el objeto de que mediante la infiltración y la evaporación del agua que contienen se obtenga finalmente lodo seco que puede utilizarse inclusive como mejorador orgánico de terrenos agrícolas.

6).- Desinfección.- Este paso del tratamiento tiene como objetivo eliminar los microorganismos patógenos que aun contiene el efluente de la depuradora, los que pueden pro-

vocar enfermedades en los humanos.

El método más empleado en el país es la cloración, principalmente por su economía. Su forma de aplicación más empleada es el gas cloro aplicado en forma de solución.

3.2. PRETRATAMIENTO.

3.2.1. CRIBADO.

Con dos canales que permitan un uso alternado durante la limpieza manual, las características recomendadas para la rejilla gruesa :

- Ancho de barras.- 1/4" a 5/8" (6.3 a 15.8 mm)
- Profundidad de barras.- 1" a 3"
- Espaciamiento.- 2.5 a 5 cm.
- Angulo con la horizontal.- 30°
- Velocidad del agua.- 30 a 60 cm/seg

Con soleras de 3/8" se tiene que:

$$\begin{aligned} \text{Número de barras} &= 30 & \text{Ancho de barras} &= 30 \times 0.952 = \\ & & &= 28.56 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Con base de 150 cm:} \\ \text{Ancho libre} &= 150 - 28.56 = 121.44 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Espaciamiento} = 121.44 / 30 = 3.91 \sim 4 \text{ cm}$$

La pérdida que durante la operación se tendrá es de alrededor de :

$$\Delta h = -.0017 - .0351 V + .0031 V^2 - .0001 V^3$$

donde Δh es la pérdida de carga hidráulica
y V se da en cm/seg.

3.2.2. DESARENADOR.

Se eligen dos canales paralelos para permitir el funcionamiento continuo de la planta durante la limpieza de alguno de ellos. La sección de control de velocidad la forma un vertedor proporcional.

La limpieza se realiza en forma manual. Se espera remover partículas de 0.20 mm de diámetro o mayores con una velocidad de sedimentación cercana a los 2.54 cm/seg.

El diseño se realiza en las condiciones más desfavorables de gasto, que es el máximo. En condiciones de gasto medio y menores la carga superficial se reduce permitiendo la sedimentación de partículas con velocidades de decantación menores. Un valor común de carga superficial es de $0.027 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$ de manera que:

- Area horizontal.-

$$A_{\text{hoz}} = Q_{\text{máx}}/C_s = 0.463/0.027 = 17.14 \text{ m}^2$$

- Longitud del canal.- Con B= 150 cm:

$$L = A_{\text{h}}/\text{ancho} = 17.14/1.5 = 11.42\text{m}$$

- Velocidades de operación.-

	Velocidades de operación	Velocidades límite.
(depósito lleno)	V = 40 cm/s	V.l.sup.= 60 cm/s
(depósito vacío)	V = 35 cm/s	V.l.inf.= 25 cm/s

En seguida se calculan los tirantes a partir de la sección de control (en este caso el vertedor proporcional), para poder continuar con el diseño de la unidad de desarenado.

Las ecuaciones básicas para el diseño del vertedor son:

$$Q = \mu \pi \sqrt{2g} \sqrt{a} h$$

donde: Q.- gasto [m³/seg]
 a.- coeficiente de la curva del vertedor,
 h.- carga sobre el vertedor [m]
 μ.- factor de descarga (0.62)

Ecusación de curva :

$$x = \sqrt{a/y} ,$$

Se sustituye el factor $a = b^3/4$ de manera que :

$$Q = \mu/2 \sqrt{2g} \quad bh^3 ,$$

con: $x = \sqrt{b^3/4y}$; $y = b^3/4x^2 = (b/2x)^3$

En la siguiente figura se señalan los detalles importantes del perfil del vertedor:

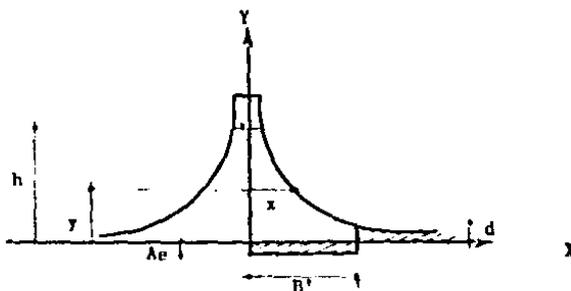


Fig. 3.2.2.1.

En la figura, d representa el valor de y para una $x=B'$, y el valor A_c representa un ajuste del área por compensar, que es igual a la encerrada entre la curva y el eje. De esta manera, con un ancho del canal igual a 1.50 m, se propone una $B' = 0.65$ m, así, el peralte hidráulico máximo para un gasto máximo es de:

$$h = \frac{(0.463 \text{ m}^3/\text{s})}{(0.40 \text{ m/s})(1.5\text{m})} = 0.77 \text{ m}$$

El valor despejado de b es :

$$b = \frac{2(0.463)}{0.62(3.14)(19.62)^{1/2}(0.77)} = 0.13939$$

La ecuación del perfil se reduce a:

$$y = (0.069694/x)^2$$

En la tabla 3.2.2.1 se presentan los valores de x - y que forman la curva del vertedor proporcional.

En la tabla 3.2.2.2. se tabulan los valores necesarios para definir el área por compensar, así $A_e = 0.0108 \text{ a}$.

El perfil definitivo es:

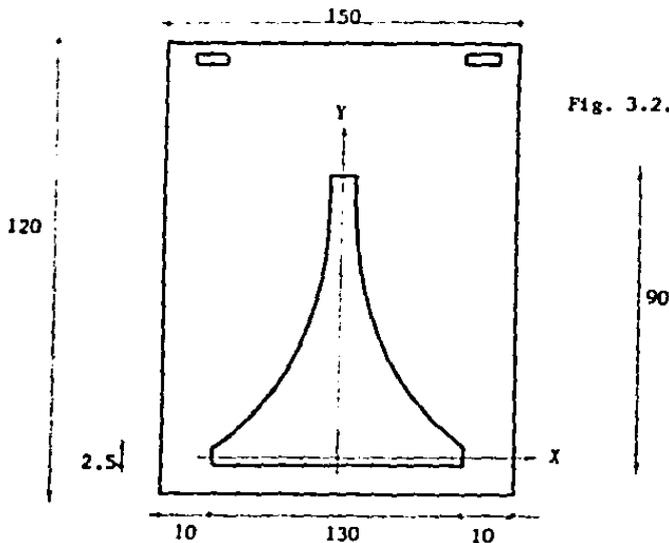


Fig. 3.2.2.2.

Los tirantes correspondientes al gasto medio y mínimo son:

TABLA 3.2.2.1

CURVA DEL VERTEDOR

X= .85	Y= 1.149664E-02
X= .84	Y= 1.182674E-02
X= .83	Y= 1.222619E-02
X= .82	Y= 1.268616E-02
X= .81	Y= 1.320659E-02
X= .8	Y= 1.379261E-02
X= .59999901	Y= 1.395286E-02
X= .59999901	Y= 1.443917E-02
X= .59999901	Y= 1.495268E-02
X= .59999901	Y= 1.548696E-02
X= .59999901	Y= 1.603732E-02
X= .59999901	Y= 1.660752E-02
X= .59999901	Y= 1.719254E-02
X= .59999901	Y= 1.778733E-02
X= .59999901	Y= 1.839466E-02
X= .59999901	Y= 1.942935E-02

Y= .5	Y= 1.942935E-02
X= .47	Y= 2.023466E-02
X= .46	Y= .021462
X= .47000001	Y= 2.159866E-02
X= .46000001	Y= 2.299228E-02
X= .45000001	Y= 2.396666E-02
X= .44000001	Y= 2.508956E-02
X= .43000001	Y= 2.627068E-02
X= .42000001	Y= 2.750972E-02
X= .41000001	Y= 2.869552E-02
X= .40000001	Y= 3.075876E-02

X= .4	Y= 3.075876E-02
X= .35	Y= 3.465175E-02
X= .3	Y= 3.97344E-02
X= .25	Y= 7.771747E-02
X= .2	Y= .121433
X= .15	Y= .2158817
X= 9.999999E-02	Y= .485734

X= .15	Y= .2158817
X= .14	Y= .2476214
X= .13	Y= .2878153
Y= .12	Y= .3373152
X= .11	Y= .404479
X= .1	Y= .485734
X= 9.999999E-02	Y= .575415
X= 8.999999E-02	Y= .6799891
X= 7.999999E-02	Y= .691274
X= 6.999999E-02	Y= 1.24926
X= 5.999999E-02	Y= 1.642935

X= .01	Y= 48.5734
--------	------------

TABLA 3.2.2.2.

Area por compensar del vertedor
proporcional

AREA POR COMPENSAR			
X	Y	Z	A
0.65	10.011496	---	---
0.7	10.009912	10.000535239	---
0.75	10.006625	10.000463705	---
0.8	10.007589	10.000405621	---
0.85	10.006722	10.000357813	---
0.9	10.005996	10.000317991	---
0.95	10.005282	10.000284470	---
1	10.004857	10.000255385	---
1.1	10.004014	10.000443283	---
1.2	10.003373	10.000269374	---
1.3	10.002874	10.000312365	---
1.4	10.002478	10.00026762	---
1.5	10.002158	10.000231852	---
1.6	10.001897	10.000202810	---
1.7	10.001680	10.000178506	---
1.8	10.001479	10.000158995	---
1.9	10.001245	10.000142235	---
2	10.001214	10.000127992	---
2.5	10.000777	10.000497677	---
3	10.000529	10.000329219	---
3.5	10.000296	10.000234055	---
4	10.000203	10.000175025	---
4.5	10.000239	10.000135363	---
5	10.000194	10.000108540	---
5.5	10.000160	10.000088716	---
6	10.000134	10.000072674	---
6.5	10.000114	10.000062473	---
7	10.000099	10.000053524	---
7.5	10.000086	10.000046370	---
8	10.000075	10.000040562	---
8.5	10.000067	10.000035781	---
9	10.000059	10.000031799	---
9.5	10.000053	10.000028447	---
10	10.000046	10.000025385	---
			0.007024294

$$d \text{ med.} = \frac{2(0.231)}{0.62(3.14)(19.62)^{1/2}(0.139)} =$$

$$= 0.384 \text{ m}$$

$$d \text{ mín.} = 0.192 \text{ m}$$

- Revisión de velocidades.-

Para el espacio destinado al depósito de arena se propone una profundidad de 10 cm, así :

1.- velocidades con gasto máximo:

$$(\text{depósito lleno}) \quad V \text{ máx} = \frac{0.463}{1.5(0.77)} = 0.40 \text{ m/s}$$

$$(\text{depósito vacío}) \quad V \text{ máx} = \frac{0.463}{1.5(0.87)} = 0.35 \text{ m/s}$$

2.- velocidades con gasto medio.-

$$(\text{depósito lleno}) \quad V_m = \frac{0.231}{1.5(0.38)} = 0.40 \text{ m/s}$$

$$(\text{depósito vacío}) \quad V_m = \frac{0.231}{1.5(0.48)} = 0.32 \text{ m/s}$$

3.- velocidades con gasto mínimo.-

$$(\text{depósito lleno}) \quad V_{\text{mín}} = \frac{0.115}{1.5(0.19)} = 0.40 \text{ m/s}$$

$$(\text{depósito vacío}) \quad V_{\text{mín}} = \frac{0.115}{1.5(0.29)} = 0.26 \text{ m/s}$$

Todas las velocidades son aceptables.

- Revisión de tirantes aguas arriba de la rejilla.

Se supone una plantilla de la rejilla al mismo nivel del depósito lleno, de manera que, con las pérdidas en la rejilla

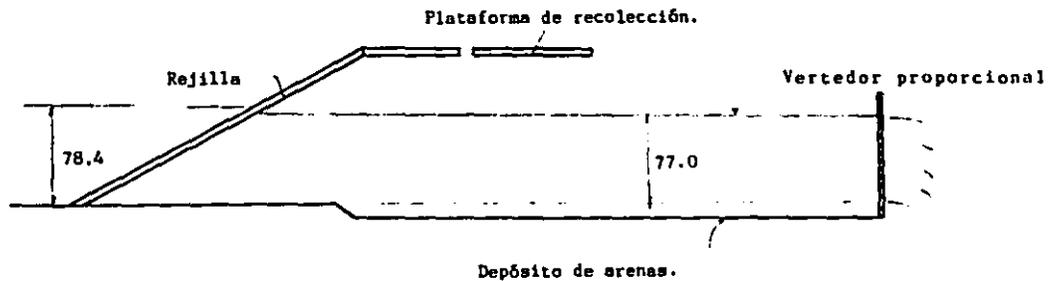


Fig. 3.2.2.3.
Perfil de las unidades de pretratamiento.

indicadas anteriormente como Δh , por Bernoulli:

$$d_1 + V_1^2 / 2g = d_2 + V_2^2 / 2g + \Delta h \text{ rejillas.}$$

Por tanteos, con $V_1 = 0.4863 \text{ m/s}$; $H = 0.778 \sim 0.7781$,
así el tirante es $0.463/1.2144(0.4863) = 0.7840 \text{ m}$

El perfil hidráulico en las unidades de pretratamiento es, aproximadamente, el mostrado en la figura 3.2.2.3.

3.3. TRATAMIENTO SECUNDARIO.

El diseño de la zanja comprende dos aspectos principalmente, el dimensionamiento de la zanja en sí y la selección del equipo de aereación.

ZANJA.

Las zanjas que funcionan en un circuito continuo emplean los rotores horizontales de aereación con los que la oxigenación y la capacidad del mezclado se ajustan al variar la profundidad y la velocidad del rotor.

Inicialmente la forma de estas plantas era ovalada, con las paredes formadas por taludes de diferentes pendientes y una isla central, pero con el continuo desarrollo aparecen las formas de C, U, etc. Sus profundidades de operación varían generalmente de 0.90 a 2.10 m (3 a 7 ft) y con el desarrollo de rotores de gran diámetro (42" de diam.) se permite un incremento en la profundidad de 3.00 a 4.25 m (10 a 14 ft). Las cargas orgánicas comunes que se manejan son de 0.15 a 0.30 kgDBO₅/m³ de zanja y los periodos de retención hidráulica de 18 a 24 hr. comúnmente.

Cuando se emplean taludes de tierra compactada para las paredes, se pueden llegar a emplear recubrimientos de concreto (colado o lanzado), asfalto, arcilla y hasta madera. También se pueden emplear paredes verticales que con frecuencia se combinan con deflectores de flujo en los cambios de dirección para reducir pérdidas y prevenir depósitos de sólidos.

En cuanto al influente, se prefiere verterlo junto con el lodo de retorno, aguas arriba y muy cerca del rotor, de manera que se distribuya y se mezcle la materia en toda la sección del canal, previniéndose de esta manera los cortos circuitos.

Consideraciones en el diseño de la zanja.

1). Volumen.- En el dimensionamiento de la zanja suelen tomarse como valores básicos los de la carga orgánica recomendados por Parker en los que:

Carga orgánica [kgDRO ₅ /m ³ /día]	Caso
0.16	Bajas concentraciones de DRO ₅
0.22	Aguas residuales normales.

2). Sección transversal.- Esta debe tener unas dimensiones que permitan alojar al rotor, y sus paredes tienen formas que permiten un balance entre el material excavado y el material que las forma.

ROTORES.

Los rotores son, en este caso, aeradores mecánicos de superficie que giran en un eje paralelo a la superficie del

del agua y perpendicular al flujo en el canal. Actualmente son modificaciones de los aeradores de tipo cepillo de Kessener que se usaron originalmente.

Cada unidad de rotor se compone de un motor, una transmisión guiada por cadena o banda y un eje horizontal al que se le añaden las hojas de acero o dientes en forma radial.

La capacidad de oxigenación por unidad de longitud está en función de la sumergencia de sus hojas y de la velocidad de rotación, con valores de transferencia de oxígeno de alrededor de 5.2 kg/m comúnmente. La eficiencia en la transferencia de oxígeno es comparable a la de las turbinas verticales, con valores típicos de 1.5 a 1.8 kgO₂/kW/hr.

La longitud de rotores se determina por el valor máximo necesario para proporcionarle la velocidad al agua de la zanja o por el requerimiento de oxígeno.

La potencia comúnmente requerida en la zanja es de 0.012 a 0.014 kW/m³ para la velocidad y mezclado adecuados.

Los tipos de rotor que se emplean con frecuencia son los de tipo cepillo o jaula, los mammoth y variaciones con discos de plástico y hojas perforadas de fibra de vidrio por ejemplo.

Diseño del rotor.

1). Profundidad de inmersión.- Esta varía de 0.05 a 0.25 m en los rotores pequeños (27-1/2" de diám.) y 0.10 a 0.33 m en rotores de 42" de diám.

2). Longitud del rotor.- La velocidad de operación que se debe mantener en la zanja es de 30 cm/seg en promedio,

la que es optima para evitar la sedimentación de los sólidos suspendidos.

Las dimensiones que se manejan deben ajustarse a las siguientes proporciones:

a). Relación de volúmen de zanja a longitud de rotor.-

Diámetro de rotor (pulg) (m)		Volumen de zanja [m ³]	Vol. de zanja/m de rotor [m ³ /m]
27 1/2	0.70	V.Z. < 227.1	161.4
		V.Z. > 227.1	198.7
42	1.07	Cualquiera	260.8

Con estos valores se pretende que la velocidad dentro de la zanja esté en el margen de 30 cm/seg en todos los puntos.

b). Ancho de la zanja - longitud de rotor.-

Longitud de rotor [m]	Ancho de zanja/long. de rotor
> 1.22 m de 0.91 a 1.22 m	1.5 ≤ A.Z./l.r. < 2.8 A.Z./l.r. > 2.8

Con esta relación se dá al rotor espacio suficiente para que funcione adecuadamente, mezclando y oxigenando el agua en toda la sección.

En el ejemplo de aplicación se diseñarán dos zanjas, cada una recibiendo la mitad de la población equivalente servida, justificandose por el hecho de que en un principio la plan

ta, planeada para un funcionamiento óptimo con la población de 15 años después, no tendrá la carga total desde un principio. Así:

$$\begin{aligned} \text{Carga orgánica por zanja} &= 50,000 \text{ hab} \times 0.050 \text{ kgDBO}_5/\text{hab/d} \\ &= 2500 \text{ kgDBO}_5/\text{día.} \end{aligned}$$

Volúmen de zanja:

$$\text{Vol. Z.} = 2500 / 0.22 = 11363 \text{ m}^3$$

Buscando una sección económica con compensación de material excavado contra el colocado en los taludes, se propone la siguiente:

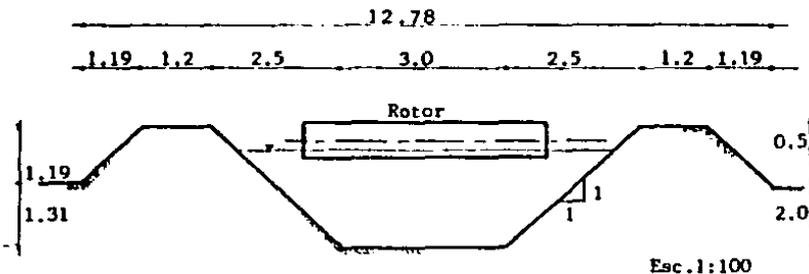


Fig. 3.3.1.

Sección transversal de la
zanja.

$$A \text{ húmeda} = \frac{(3 + 7)(2.00)}{2} = 10.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Long. necesaria} = 11,363 / 10 = 1136.3 \text{ m}$$

En la figura 3.3.2. se muestran dos posibles configuraciones de la zanja vistas en planta.

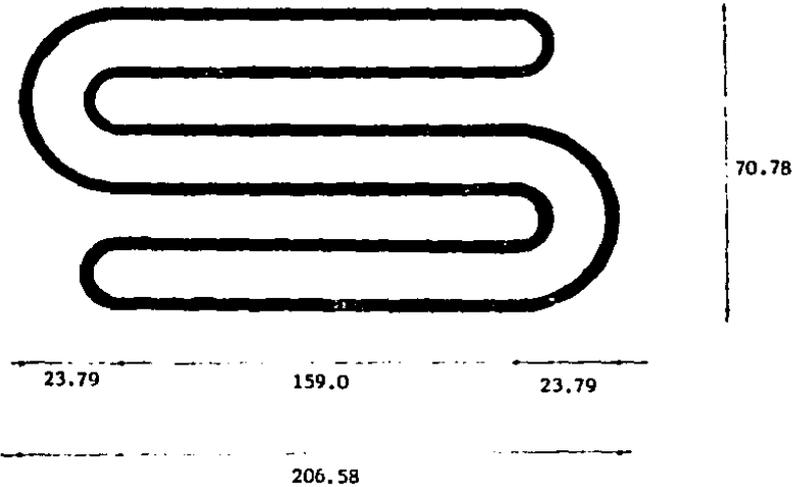
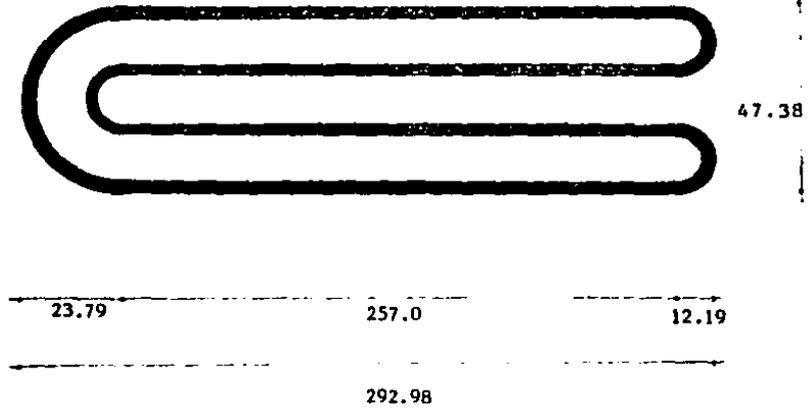


Fig. 3.3.2.

Nota: La zona sombreada representa al eje de la zanja, las acotaciones son en metros sin escala.

Selección del rotor.

El coeficiente de oxígeno requerido se debe compensar usualmente por temperatura cuando la altura sobre el nivel del mar es inferior a los 2000 ft o 610 m (según Parker). Así, con condiciones estandar de temperatura, a los 20°C se tiene una concentración de saturación de oxígeno de 9.07 miligramos por litro.

Suponiendo una temperatura media del mes más frío del año de 10° C, el valor de concentración de saturación de O₂ es de 11.27 mg/lt.

Corrección por temperatura =

$$\frac{2.35 \text{ kg O}_2}{\text{kg DBO}_5} \frac{9.07 (1.024)^{20-10}}{(0.9)(0.98 \times 11.27 - 1.5)} = 3.14 \frac{\text{kg O}_2}{\text{kg DBO}_5}$$

Se tiene entonces que:

$$3.14 \times 2500/24 \left\{ \frac{\text{kg DBO}_5/\text{día}}{\text{hr / día}} \right\} = 327.08 \text{ kg O}_2/\text{hr}$$

Por facilidad de fabricación se selecciona un rotor de 0.70 m (27 1/2") de diámetro. Su capacidad de oxigenación es de 5.25 kg O₂/m/hr a 100 rpm aproximadamente. La potencia requerida es de 3 kW hr/m .

Revisión por velocidad.

Para mantener la velocidad de 30 cm/seg en la zanja con el rotor de 27 1/2":

$$\text{Vol. Z / L de rotor} = 198.7 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{L de rotor} = 11363/198.7 = 57.18 \text{ m}$$

Revisión por capacidad de oxigenación.

$$L_{nec} = \frac{O_2 \text{ requerido}}{\text{Cap. de oxigenación prom.}}$$

$$= \frac{327.08}{5.25} = 62.3 \text{ m}$$

Como la longitud requerida por oxigenación es mayor que la longitud requerida para mantener la velocidad en la zanja, para fines de diseño del rotor se utiliza la primera.

Con la longitud de 62.30 m se proponen 14 rotores con una longitud de 4.5 m, de tal forma que la relación ancho de zanja entre longitud de rotor es $7.00/4.50 = 1.55$ que es mayor que 1.5 y menor que 2.8 por lo que es aceptable.

La distancia entre rotores es de $1136.3/14 = 81.16 \text{ m}$.

Para determinar la velocidad de rotación del aereador y la potencia, se recurre a la siguiente figura, que corresponde a una sumergencia de 15 cm, con lo que se tiene cierto margen de operación con cargas superiores como se mencionó anteriormente.

Requerimiento de O_2 por metro y por hora.-

$$\frac{327.08 \text{ [kg } O_2 \text{/hr]}}{14 (4.5) \text{ [m rotor]}} = 5.19 \text{ kg } O_2 \text{/hr/m}$$

Los valores correspondientes a esta capacidad de oxigenación son de 97 rpm para la velocidad del rotor con una potencia necesaria de 2.87 kW/m (ver figura 3.3.3.), de manera que :

$$\text{Potencia por rotor} = 2.87 (4.5) = 12.91 \text{ kW/rotor}$$

$$\text{Potencia (HP)} = \frac{12.91}{0.746} = 17.31 \text{ HP.}$$

Considerando una eficiencia global del 86% se tiene:

$$\text{Potencia del motor} = \frac{17.31}{0.86} = 20.13 \text{ HP}$$

Se proponen motores comerciales de 20 HP.

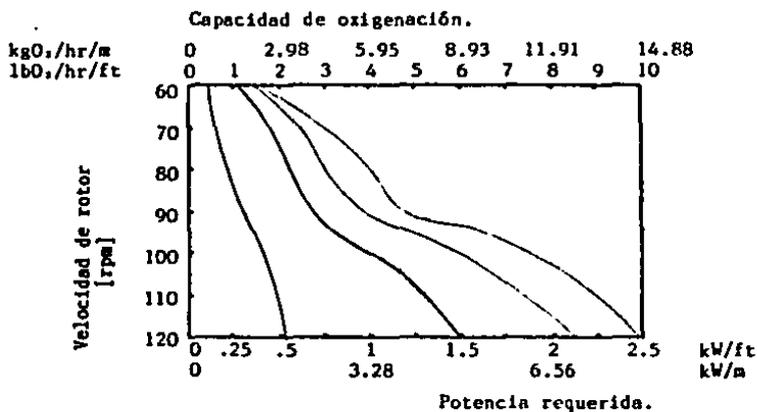


Fig 3.3.3.

Resultado en la prueba de rotores de 27 1/2" (.7 m) de diám. con capacidad de oxigenación, potencia requerida y velocidad de operación.

3.4. SEDIMENTADORES.

Se eligen sedimentadores circulares, uno para cada unidad de zanja. Por la naturaleza floculenta del lodo estabilizado que se obtiene, los periodos de retención son prolongados, de alrededor de 3 hr aproximadamente.

Las cargas orgánicas superficiales que se deben cumplir son de $24.44 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$.

De esta manera:

$$Q_m = \frac{231.48}{2} (86400) = 10,000 \text{ m}^3/\text{dia} \text{ (por unidad)}$$

Volumen necesario:

$$V_a = 10,000 (3/24) = 1250 \text{ m}^3$$

Area superficial.

$$A_{\text{sup.}} = \frac{10,000}{24.44} = 409.16 \text{ m}^2$$

Profundidad de tanque:

$$\text{Prof.} = \frac{1250}{409.16} = 3.05 \text{ m}$$

Area efectiva.

Con una tubería central de descarga de 1 m^2 , se tiene una velocidad de entrada de 11.55 cm/seg que es mucho menor que los 30 cm/seg recomendados. Así:

$$A_{\text{efec}} = 409.16 = A_{\text{tanque}} - A_{\text{desc}}$$

$$\begin{aligned} \text{Diam. tanque} &= \sqrt{\left(\frac{409.16 \times 4}{\pi} + 1 \right)} \\ &= 22.85 \text{ m} \end{aligned}$$

La recolección del efluente clarificado se hace perimetralmente mediante vertedores triangulares o V-notch, con

una separación de 1 ft (0.3048 m) a ejes, así:

$$\text{Perímetro de tanque} = \pi (22.85) = 71.78 \text{ m}$$

$$\text{No. de vertedores} = \frac{71.78}{0.3048} = 235 \text{ vertedores}$$

$$q \text{ vertedor} = \frac{231.48}{2(235)} = 0.491 \text{ lps} = 0.000491 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Gasto por metro lineal} = \frac{0.000491}{\text{sep. real}} = \frac{0.000491}{0.3054} =$$

$$= 0.0016 \text{ m}^3/\text{s/m} < 0.0021 \text{ m}^3/\text{s/m} (186.3 \text{ m}^3/\text{d/m})$$

aceptable.

Carga hidráulica por vertedor.

$$q \text{ ver.} = 1.4 h_v^{5/2} ; h_v = \left(\frac{q}{1.4}\right)^{2/5}$$

$$h_v = \left(\frac{0.000491}{1.4}\right)^{2/5} = 0.0415 \text{ m} = 4.5 \text{ cm}$$

Sección de vertedor.



Fig. 3.4.1.

Sección de canaleta.

$$t \text{ crítico} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^3}} ; b = \sqrt{\frac{Q^2}{g t^3}}$$

con $t = 30.48 \text{ cm} :$

$$b = \frac{0.1155^2}{9.81(0.304)^3} = 0.22 \text{ m}$$

Sección crítica de 0.25×0.30 , por lo tanto, la canaleta tendrá una sección de $0.25 \times 0.50 \text{ m}$.

Depósito de lodos.

Concentración de lodos en el sedimentador =

$$C_{sed} = \frac{MLSS - SS}{\%R} + MLSS$$

con:

MLSS .- Sólidos suspendidos del licor mixto
(5000 mg/lt)

SS .- Sólidos suspendidos en el influente
(150 mg/lt)

% R .- Porcentaje de recirculación
(100%)

$$C_{sed} = \frac{5000 - 150}{1.00} + 5000 = 9850 \text{ mg/lt}$$

$$\text{Vol. de tolva} = \frac{(115.5)(150)(86400)(100)}{0.985 \times 10^3 \times 1000000} = 151.96 \text{ m}^3$$

(vol. de 24 hr)

Gastos de recirculación de lodos.

$$q_{\text{lodo máx}} = 1.5 q_{\text{lodo m}} = .173 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{lodo m}} = 1.0 Q = .1156 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{\text{lodo mín}} = 0.4 q_{\text{lodo m}} = .0462 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dimensión de la tolva.-

Volúmen acumulado por día = 120.71 m³ de lodos

Considerando un cono truncado invertido con un círculo inferior de 1 m de diámetro:

$$\text{Altura del depósito} = \frac{\text{Vol.}}{\frac{\pi}{3}(D^2 + d^2 + Dd)}$$

$$h_{\text{dep}} = \frac{151.76(12)}{\pi(22.85^2 + 1^2 + 22.85)} = 1.063 \text{ m}$$

Pendiente del fondo = 1.06 / 10.92 = 9.7 %

Ver diagrama de sedimentador en la figura 3.4.2.

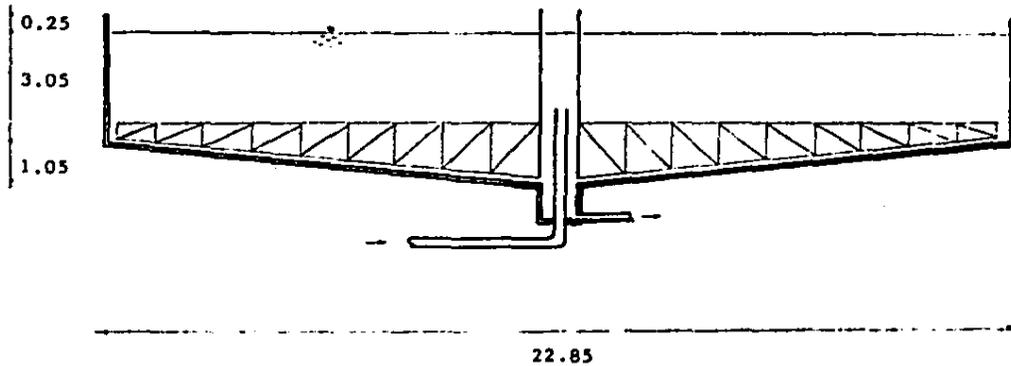


Fig. 3.4.2.
Sedimentador

Esc. 1:125

3.5. LECHOS DE SECADO.

Por lo general estas son estructuras rectangulares que tienen la función de conseguir la eliminación de una parte del agua que contienen los lodos al depositarse estos sobre capas sucesivas de material que varían de menor a mayor tamaño hacia abajo : Convencionalmente:

MATERIAL	Espesor [cm]	Granulometría.
Arena	30	gruesa
Grava fina	10	0.3 a 1.30 cm
Grava gruesa	10	1.8 a 5.10 cm

En el fondo se dispone de una tubería para drenaje.

Existen lechos cubiertos y descubiertos, los primeros protegen al lodo de la humedad exterior y permiten más llenados del lecho durante el año. Son más usados en lugares de clima frío donde se protegen también de la congelación.

Los lechos descubiertos, aunque menos eficientes, son más económicos, lo que los hace comunes.

Es recomendable un muestreo del secado de los lodos, pero muchas veces esto es difícil de realizar. Para el caso de la población del ejemplo se suponen unos once secados por año, de manera que:

Con un volumen de 16 m^3 por día aproximadamente,
 peso de lodos en exceso = $16 \text{ m}^3/\text{día} \times 5 \text{ kg}/\text{m}^3 = 80 \text{ kg}/\text{día}$
 (Vol. de lodos) (concen. en reactor)

ahora el gasto diario de lodos por evacuar es:

$$\text{Gasto diario de lodos} = \frac{80 \text{ kg/día}}{9.85 \text{ kg/m}^3} = 8.12 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Gasto anual de lodos} = 8.12 \times 365 = 2,964 \text{ m}^3$$

Se proponen depositar capas de 20 cm en los lechos:

$$\text{Superficie requerida} = 2,964 / 0.2 = 14,822 \text{ m}^2$$

Con once secados:

$$14,822 / 11 = 1,347 \text{ m}^2$$

Con lechos modulados a 6 x 20 m se tienen 11 lechos como el de la figura 3.5.

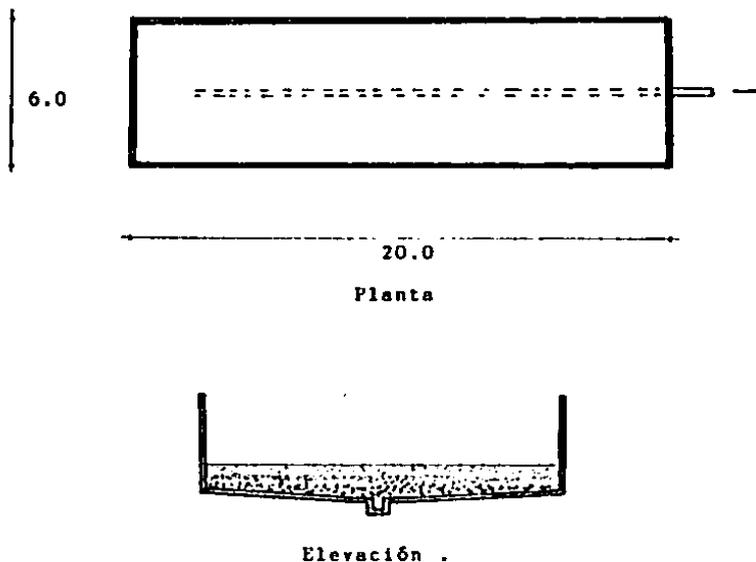


Fig. 3.5.
Lechos de Secado .

3.6. CLORACION.

Es el tratamiento final que recibe el agua tratada con el fin de destruir los microorganismos perjudiciales y eliminar los olores

El uso común del cloro líquido se debe a su bajo costo, aunque es posible emplearlo en la forma de compuestos clorados como la cal clorada, hipoclorito de calcio, hipoclorito de sodio y bióxido de cloro.

Las dosis normales de aplicación varían de 4 a 10 mg/lt, dependiendo del proceso empleado para el tratamiento. En el caso de la zanja de oxidación lo usual son de 5 a 8 mg/lt.

El contacto real del agua residual con el cloro se consigue en un tanque especialmente diseñado, de preferencia el de chicanas con flujo horizontal como el referido por las Normas técnicas para el proyecto de plantas potabilizadoras de la SAHOP.

El tiempo de retención es de alrededor de 20 minutos (para el caso del gasto medio).

El equipo de alimentación del cloro puede ser el clorador a solución .

El tanque del ejemplo tiene una forma como el de la figura 3.6.

Con un periodo de retención de 20 minutos:

Volumen necesario = $0.231 (20) (60) = 277.2 \text{ m}^3$.

La superficie en planta es de 12 x 20 m, de manera que deduciendo un espacio ocupado por las paredes de aproximada

mente $12 \times 0.08 \times 11 \text{ m} = 10.56 \text{ m}^3$.

$240 \text{ m}^3 - 10.56 \text{ m}^3 = 229.44 \text{ m}^3$, la profundidad es:

$$277.2 / 229.44 = 1.20 \text{ m}$$

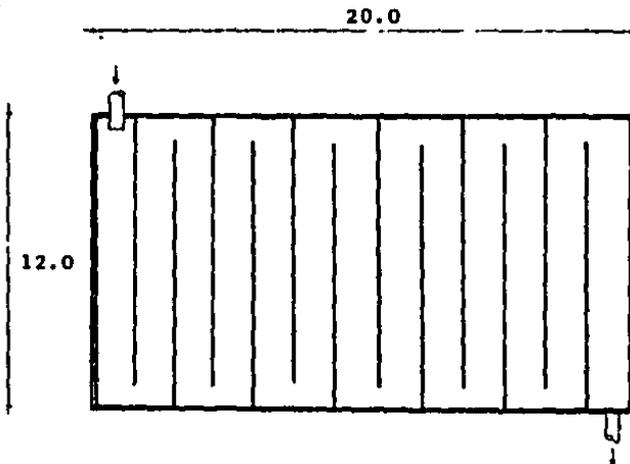
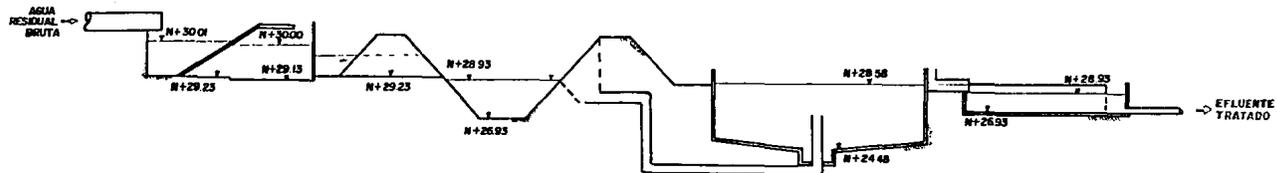


Fig. 3.6
Tanque de contacto de cloro .

Perfil Hidraulico
(CROQUIS)



COTAS RESPECTO A 0.00

CAPITULO IV.

ASPECTOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL. RECOMENDACIONES.

- 4.1. GENERALIDADES.**
- 4.2. CALIDAD DEL CONCRETO.**
- 4.3. RECOMENDACIONES DE DISEÑO.**
- 4.4. JUNTAS.**

4.1. GENERALIDADES.

Resultaría difícil tratar de proponer un diseño de la planta de manera que se ajustara en forma práctica y económica a cualquier sitio de la República. Las decisiones de estructuración, ubicación de las instalaciones, cimentaciones, etc. dependerán principalmente del suelo, pendientes, profundidad de mantos freáticos y otros aspectos que serán determinantes.

El criterio a seguir será el dimensionamiento con base en esfuerzos admisibles en condiciones de servicio. La revisión de las acciones para evitar la presencia de grietas es muy importante, porque cualquier fuga del agua o de los gases de los digestores, puede representar serios problemas para la salud pública.

4.2. CALIDAD DEL CONCRETO.

La cualidad más importante que se debe buscar en todas las instalaciones de la planta es la impermeabilidad y el concreto es el material que debe proporcionarla en la mayoría de las partes.

Uno de los puntos que se debe tener en cuenta es la correcta colocación del concreto en las paredes y fondo de los tanques. La compactación que proporcionará una buena colocación de los agregados dentro del núcleo del concreto será esen-cial, pero muchas veces no será la única medida que se tome,

usándose cada vez más los aditivos incluidos en el concreto.

Se recomienda que el concreto usado en los tanques cumpla con las siguientes características:

- Relación agua : cemento máxima

(en peso) 1: 0.45

- Tamaño máximo de agregado: 2 - 4 cm

- Contenido mínimo de cemento y aire:

Tamaño máx. de agregado	Cont. Mín. Cemento (kg/ m ³)	Cont. de Aire (%)
4 cm	310	5 ± 1
2 cm	335	6 ± 1
- Revenimiento:		2.5 cm Mínimo. 10 cm Máximo.

Se debe preferir el agregado natural sobre el triturado, además de que lo mejor es usar el tamaño máximo de agregado compatible con las separaciones del acero de refuerzo y las secciones de las paredes de los tanques.

4.3. RECOMENDACIONES DE DISEÑO.

Generalmente, el diseño de los tanques está basado en la teoría de placas delgadas con deformaciones pequeñas, tomando en cuenta las condiciones de continuidad de los bordes de cada placa. Si las tensiones en los planos de las placas - causadas por el empuje interior del líquido, son importantes, también tendrán que tomarse en consideración.

En el diseño, se habrán de tomar en cuenta diferentes condiciones que podrían presentarse durante la vida útil de las estructuras.

Las estructuraciones de los tanques se deben ajustar a - las condiciones del suelo y sus proporciones geométricas, entre otras cosas.

Las más comunes que se pueden encontrar son:

- 1). Muros en voladizo sobre zapatas corridas con losas de fondo no estructural.
- 2). Muro formado por losas y contrafuertes con zapatas corridas y losa de fondo no estructural.
- 3). Muros en voladizo continuos, con losa de fondo estructural.
- 4). Muros formados por losas y contrafuertes continuos - abajo con contratraves y losa de fondo estructural.
- 5). Tanque con altura mayor comparada con las dimensiones horizontales. Paredes trabajando a flexotensión principalmente.
- 6). Tanques en que sus tres dimensiones son comparables

(ninguna excede al doble de la otra). Las losas de estos tanques trabajan en dos direcciones y a tensión horizontal.

La primera condición deberá proponerse si las dimensiones horizontales del tanque exceden tres o cuatro veces la altura, en terrenos muy buenos.

Cuando el terreno es blando o sólo una de las dimensiones horizontales cumpliera las condiciones anteriores, tendría que usarse la tercera forma.

Las estructuraciones con contrafuertes como en los casos 2 y 4 se pueden emplear con alturas superiores a los cuatro metros. Lo mejor será escoger un determinado espesor de losa y entonces encontrar la separación óptima de los contrafuertes.

Las paredes y fondos de largo mayor que el doble del ancho se pueden analizar como si sólo trabajaran en la dirección corta. La continuidad en la cara de tensión se debe dar siempre en los bordes cortos, en cantidad igual a la necesaria por cambios volumétricos.

Las paredes con relación largo-ancho menor a dos, sujetas en sus bordes principales, se sugiere construir y analizar como si estuvieran articuladas en la base.

Cuando se analizan los muros en voladizo o contrafuertes sobre zapatas corridas, resulta inconveniente incluir en el análisis de equilibrio la fuerza estabilizadora del peso del agua sobre la zapata.

En las uniones verticales de los muros en voladizo se hace

necesario continuar el refuerzo horizontal de manera que no se pierda la continuidad estructural.

En las figuras 1 a 4 se muestran algunas de las estructuras que se mencionan.

La disposición del refuerzo en las esquinas también es muy importante, debiendo buscar la continuidad del refuerzo y - y tener el acero mínimo por temperatura.

En la figura 4.5. se pueden observar algunos de los detalles típicos de armado en las esquinas.

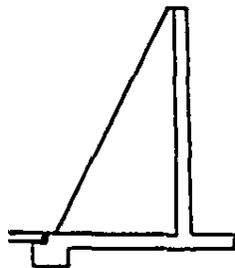
Quando se trata de tanques enterrados o semienterrados, - es necesario considerar diferentes acciones, principalmente:

- Peso propio,
- Empuje del líquido,
- Empuje lateral del terreno, incluyendo cierta sobrecarga sobre el mismo.
- Presión del agua del subsuelo.
- Cargas accidentales.

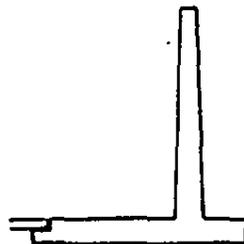
Se debe jugar con las combinaciones de las acciones bajo las dos condiciones normales de servicio:

- a). Tanque vacío. Reaccionando a el empuje lateral del - terreno, con la sobrecarga superficial esperada y la presión de las aguas freáticas.
- b). Tanque lleno sin la ayuda de los empujes laterales.

Quando se considere la acción de las aguas freáticas, - el nivel que se tiene que considerar es al máximo de la época de lluvias. De la misma manera, se revisa la flotación del - tanque, con un factor de seguridad de 1.5 generalmente.



(1)



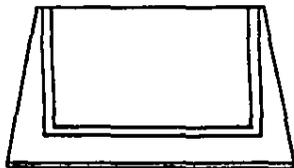
(2)

Figuras 4.1.

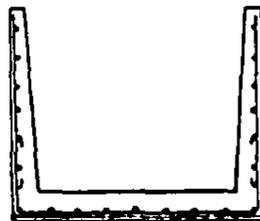
4.2.

4.3.

4.4.



(3)



(4)

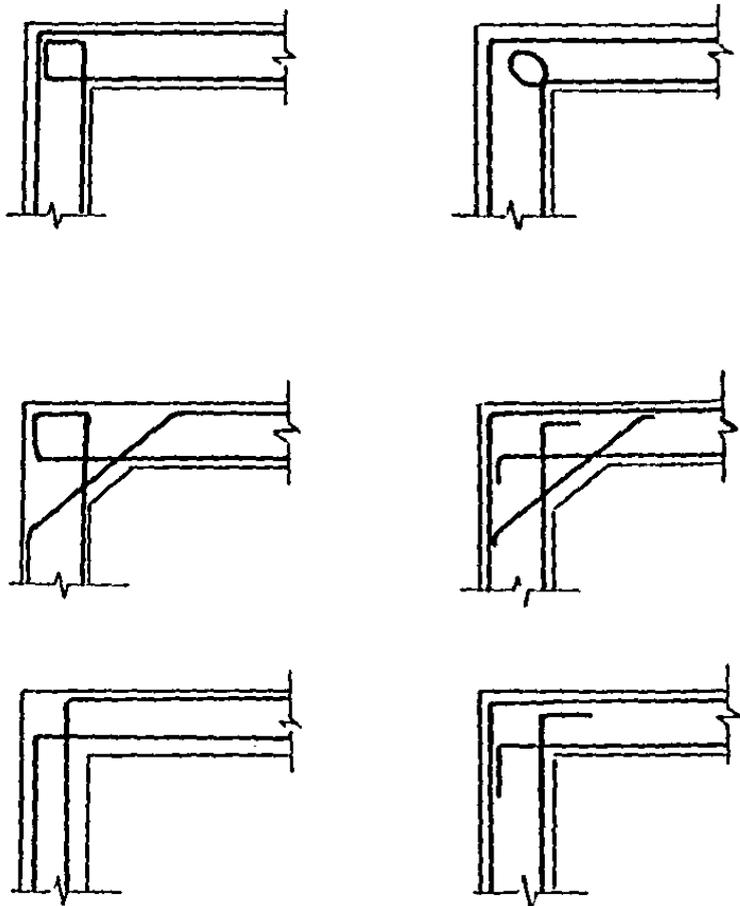


Fig. 4.5.

En los casos en que la estabilidad del tanque contra la flotación no se garantice por su peso propio, se puede ampliar hacia los lados la losa de fondo, de manera que el peso de la tierra de la parte superior contribuya para el equilibrio. En casos excepcionales se recurrirá a anclar el tanque al terreno.

En ocasiones, sobre todo cuando existen volúmenes grandes de concreto continuos como es el caso de los tanques de sedimentación, es necesario revisar los cambios volumetricos que pueden suceder.

4.4. JUNTAS.

En la mayoría de los tanques y digestores será necesario utilizar diferentes tipos de juntas para realizar los colados, recibir las deformaciones por la temperatura, etc.

Se debe tratar de proponer el menor número de juntas, del tipo más sencillo posible.

Las superficies deben permanecer planas, evitándose en la medida de lo posible, las ranuras y sobresalientes.

Los tipos de junta que se observan son:

1). Juntas de contracción.

El refuerzo de acero en este tipo de juntas debe interrumpirse, aunque el concreto puede aparecer en contacto.

Los movimientos relativos accidentales pueden ser soportados por varillas sin adherencia que pueden ser continuas a lo largo de la junta.

Los waterstops o tapajuntas de hule o cloruro de polivinilo deben ser usados.

Estas juntas pueden inducirse formando una ranura en el concreto, después del colado, cuando éste se encuentre aún en estado plástico. Otra forma de hacerlo es dejar un hueco interior a lo largo de la junta.

Será necesario interrumpir al menos el 50% del refuerzo transversal a ella.

2). Juntas de expansión.

Este tipo de juntas debe emplearse para separar partes de la estructura con diferentes masas, en las uniones de losas

no estructurales con las paredes del tanque y en general en todas las uniones de los elementos estructurales con las que tienen un papel estructural secundario.

Su uso debe evitarse a menos que los esfuerzos de compresión provocados por las dilataciones sean excesivos.

En todos los casos se debe interrumpir el refuerzo, dejando una holgura entre los elementos, que será llenado después con un material compresible, como fibra de vidrio o corcho impregnado. Cualquiera que sea este material, no deberá hincharse al estar en contacto con el agua.

Estas juntas también necesitan waterstops y además selladores, en la cara que permanece en contacto con el agua.

La separación mínima recomendable es 78 m. entre cada junta.

3). Juntas de construcción.

La finalidad de estas juntas es proporcionar una continuidad adecuada entre un colado y otro, generalmente se tendrá continuidad de refuerzo, siempre y cuando la junta constructiva no se planee colocar en una junta de contracción o de expansión.

Su ubicación debe planearse durante el cálculo, de manera que no afecte la continuidad de esfuerzos.

Cuando estas juntas son horizontales, la impermeabilidad se consigue preparando adecuadamente las superficies. Si son verticales, lo mejor será emplear tapauntas para mayor seguridad.

Las características de las juntas también cambian según

sea su localización dentro de la estructura:

Juntas en losas sobre el terreno.- En las juntas de con-
tracción o expansión las tapa-
juntas en la parte inferior son es-
enciales, y deben ser colocadas en su posición antes de co-
lar las losas.

En las juntas de construcción en losas estructurales, ta-
bién se recomienda el empleo de tapa-
juntas.

Juntas verticales en paredes.- Este tipo de juntas no de-
berán tenerse en más de una en todo el muro, y ésta gene-
ralmente, sólo une a la base con la pared.

La forma en que se puede conseguir una buena unión, es co-
lando monolíticamente una saliente de la base, con una altu-
ra de 15 a 25 cm y un espesor igual al del muro. La parte su-
perior debe ser horizontal y se preparará para recibir al nue-
vo concreto. La impermeabilidad que se obtiene es bastan-
te buena, sin embargo algunas veces se colocan placas metá-
licas de 15 x 0.25 x 300 cm que se insertan en el concreto cu-
ando tiene consistencia plástica.

Juntas verticales en paredes.- Cualquiera que sea el -
tipo de junta, es necesario que lleve una tapa-
junta de hule o de PVC de tipo conocido como mancuerna o dumb-
bell.

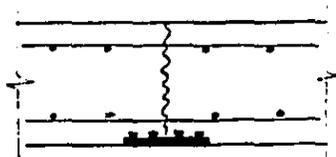
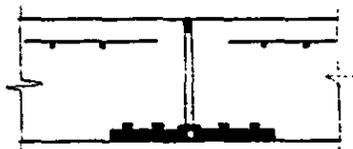
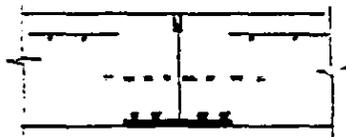


fig. 4.6. JUNTAS .

CAPITULO V**OPERACION Y MANTENIMIENTO.****RECOMENDACIONES GENERALES.**

- 5.1. GENERALIDADES.
- 5.2. ACTIVIDADES BASICAS DE OPERACION
Y MANTENIMIENTO.
- 5.3. ESTRUCTURAS.
- 5.4. EDIFICIOS.
- 5.5. INSTALACIONES SECUNDARIAS.
- 5.6. REQUERIMIENTOS OPERACIONALES.
- 5.7. COMPORTAMIENTO DE LA ZANJA DE
OXIDACION.

5.1. GENERALIDADES.

Se entiende como mantenimiento todo el conjunto de actos y técnicas que tienen como finalidad preservar las estructuras y el equipo de la depuradora, para que su operación se lleve a cabo de la manera más satisfactoria.

En su mayor parte, el mantenimiento corresponde al área electro-mecánica, por lo que estos aspectos son tratados separadamente.

En cuanto a la ingeniería civil, el diseño y construcción son determinantes para poder obtener los mejores resultados durante su funcionamiento.

Si el diseño es bueno y la construcción se realiza con técnicas adecuadas y materiales de buena calidad, se puede esperar que el mantenimiento se reduzca a un mínimo.

Con el fin de que la operación de la planta de tratamiento se realice en forma correcta, es necesario que se cuente con el manual de operación de la misma, que debe estar complementado con un juego de planos funcionales y electromecánicos de todas las unidades que integran la planta.

Este manual debe describir de manera detallada todas las actividades que se requieren realizar para la operación de la planta, así como las recomendaciones convenientes para resolver los problemas más comunes y frecuentes que pueden presentarse en la operación de la misma. También debe indicar el tipo de muestras que deben tomarse en los diferentes puntos del proceso de tratamiento, así como los análisis de

laboratorio a las que aquellas tendrán que someterse.

5.2. ACTIVIDADES BASICAS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO.

Una buena dirección puede ser la clave en la operación de la depuradora y el convencimiento por parte de los trabajadores de que su labor es importante no solo para la sociedad sino para todo el medio ambiente.

Las siguientes reglas se aceptan como básicas para un mantenimiento adecuado en muchas instalaciones :

1.- Es un deber conservar la planta perfectamente aseada y ordenada.

2.- Las operaciones rutinarias deben realizarse dentro de un plan sistematizado y en base al manual de operación.

3.- Es necesario llevar un registro de las piezas del equipo, de los incidentes y de las condiciones de operación deficientes.

4.- La inspección del equipo debe hacerse continuamente y de acuerdo al programa de mantenimiento preventivo.

5.- La regla más importante de todos: observar las medidas de seguridad e higiene personal.

El registro es la parte medular del mantenimiento, en el se indican las revisiones, lubricación del equipo, reposición y cambio de las piezas gastadas, fechas de mantenimiento y todos los hechos puedan parecer importantes.

En apoyo al registro, es conveniente que se elaboren tarjetas con instrucciones de mantenimiento de cada parte del equipo de la planta. Entre la información que es recomenda

ble que la tarjeta contenga está:

- a). Instrucciones para instalación y desmontaje.
- b). Instrucciones para lubricación.
- c). Instrucciones de operación.
- d). Procedimientos para armar y desarmar.
- e). Partes e instrucciones de reparaciones.

Es importante que no se escatime en la adquisición de la herramienta necesaria para las reparaciones y mantenimiento, porque realizar las reparaciones necesarias con herramientas inadecuadas solo trae retrasos y maltrato a las piezas y a los equipos, además de que puede ser inseguro para los trabajadores encargados de realizarlos.

5.3. ESTRUCTURAS.

Todos los canales y tanques deben vaciarse y recubrirse con una capa protectora cuando menos una vez al año.

Por la naturaleza del agua negra, es necesario observar ciertas recomendaciones en cuanto al tipo de recubrimiento que se emplee. Si se tiene una alta concentración de ácido sulfhídrico deben evitarse las pinturas a base de plomo, por las reacciones que se pueden tener.

Se tienen buenos resultados en el recubrimiento del concreto y metal expuestos al agua negra y lodos con pinturas asfálticas sobre capas primarias bituminosas o asfálticas.

Estos materiales son de color negro y por el aspecto desagradable que presentan a veces se prefieren pinturas de

otros tipos. En esos casos se emplean resinas coloreadas de alquilo, recubrimientos a base de hule clorado y pintura de vinilo o esmaltes.

En los lechos de secado debe reponerse la capa de arena cuando el espesor se reduzca a la mitad. Se debe eliminar la arena sucia y sustituirla por arena uniformemente graduada.

La arena usada en la mezcla del concreto funciona satisfactoriamente en estas instalaciones.

Líneas de tuberías.

Son muchas las conducciones que se tienen en una planta de tratamiento y también son muchos los materiales transportados, por eso se debe señalar cada una de ellas para evitar confusiones. La siguiente convención de colores sirve de identificación general en las depuradoras:

Tubería	Color
Línea de lodos	Café
Línea de gases	Rojo
Línea de agua potable	Azul
Línea de cloro	Amarillo
Línea de agua negra	Gris

Es necesario eliminar todos los depósitos que se pueden hacer en las conducciones, cuando menos una vez al año, ya que en este período podrá encontrarse una buena cantidad de arena y lodos acumulados.

Es necesario revisar rutinariamente todo el equipo de limpieza tal como los rastrillos de las rejillas, rastras de los tanques de sedimentación, etc.

5.4. EDIFICIOS.

En los edificios como oficinas, laboratorios, bodegas y los demás que componen la depuradora se deben realizar las operaciones de mantenimiento también en forma planeada.

Por ejemplo, se recomienda revisar el techo de los edificios una vez al año. Se debe reimpermeabilizar si así se requiere y quitar cualquier obstrucción de las bajadas de agua pluviales.

También es recomendable que se pinten las instalaciones para prevenir cualquier daño causado por la humedad, particularmente en la herrería y en los lugares donde se empleen láminas como cubierta.

Las subcontrataciones para realizar el mantenimiento de edificios son siempre preferibles, porque el personal de la propia planta generalmente no está calificado para hacerlo y en otros casos es más costoso tener el equipo de mantenimiento almacenado para usarlo una o dos veces al año.

En las depuradoras, el aspecto general de la planta es -

muy importante porque suele ser visitada por diferentes grupos de personas, por lo que es bueno dar una imagen favorable, ya que de otra forma se puede pensar que la planta de tratamiento es un foco de infecciones en lugar de lo que realmente es.

5.5. INSTALACIONES SECUNDARIAS.

Es importante disponer de agua potable suficiente en diferentes lugares de la planta para poder emplearla en la limpieza de las instalaciones. Para esto se planeará una red de tuberías, ajustándose a las condiciones del sitio.

Los lugares donde el personal pueda asearse deben ubicarse estratégicamente para un fácil acceso. El hecho es que cualquier reparación en el equipo o las conexiones implica tener que tocar residuos contaminados con bacterias, que en algunos casos pueden hacer peligrar la salud del trabajador.

Se colocan barandales en todos los sitios donde se necesitan y las botas y guantes de goma, deben ser una regla para todo el personal de mantenimiento.

Todas las medidas de seguridad que se puedan tomar, redundarán en una mejor eficiencia y disposición del personal para realizar su trabajo.

5.6. REQUERIMIENTOS OPERACIONALES.

Puede reconocerse que la zanja de oxidación como modificación

ción del proceso de aeración extendida de lodos activados tiene muchas consideraciones que son aplicables a ambos.

Control de la zanja de oxidación.

El control general de la zanja de oxidación depende de los controles de la biomasa y de los niveles de oxígeno disuelto, porque para mantener una operación estable se requiere de una carga constante de material orgánico biodegradable. Las formas comunes para conseguir esto es a través del manejo de la relación alimento-microorganismos, usualmente referido como F/M por las palabras del inglés, o del período de retención de sólidos (θ_c). Ambos parámetros pueden ajustarse de acuerdo a las necesidades que se presentan por los cambios en las características del agua residual.

El empleo del factor F/M requiere del conocimiento de la carga orgánica presente y las formas más prácticas de determinación son las pruebas de la DQO y el COT, a partir de las cuales se puede conocer el valor de la DBO_5 por las relaciones que existen entre ellos.

La biomasa es convencionalmente representada por el contenido de sólidos suspendidos volátiles, sin embargo, en las zanjas de oxidación el problema de la presencia de materia orgánica no degradable en los sólidos suspendidos volátiles de licor mezclado existe debido a la falta del sedimentador primario.

El control mediante el período de retención de sólidos requiere de la extracción de una constante de la biomasa diariamente, por ejemplo para obtener un período de reten--

ción de 20 días, es necesario retirar el 5% de la biomasa - por día aproximadamente. Esta facilidad de poder retirar solamente una cantidad exacta y constante de los sólidos - suspendidos de la zanja, sin necesitar de alguna información adicional hace que este tipo de control sea el preferido.

La cantidad de lodos de retorno debe observarse cuidadosamente para poder mantener la cantidad de sólidos óptima - en la zanja.

El peligro de la flotación de lodos por la desnitrificación y la condición anaerobia de éstos en los clarificadores, se previene con la extracción continua de los lodos.

El operador debe por lo tanto, tener información adecuada de los sólidos contenidos y del gasto de los lodos activados de retorno.

Oxígeno.

El parámetro más importante de la zanja es el contenido de oxígeno disuelto. La mayoría de las plantas de este tipo tienen la posibilidad de controlar la alimentación de - oxígeno, lo que se consigue con variaciones en la sumergencia o velocidad del rotor. Es muy importante que el operador vigile continuamente las necesidades de energía para - el proceso y para los demás requerimientos de la planta a - lo largo de las diferentes estaciones del año con el fin de que los consumos de energía se ajusten para que los costos de la misma sean los más bajos posibles.

5.7. COMPORTAMIENTO DE LAS ZANJAS DE OXIDACION.

En un estudio realizado en los Estados Unidos se encontraron los siguientes datos promedio en la operación de este tipo de plantas. Es necesario aclarar que no necesariamente son aplicables a las condiciones presentes en México donde no se tiene información de este tipo, por la razón de que este proceso se empieza a utilizar desde hace poco tiempo aquí:

Tabla 5.4.1. Requerimientos de operación y mantenimiento para las plantas de tratamiento del tipo zanja de oxidación.

Operación:

Remoción de DBO y desnitrificación.

Gasto.		Labores de operación y mantenimiento.	Energía eléctrica.
[MGD]	[lps]	[días-hombre/año]	[x1000 kWh/año]
1.00	43.82	388	280
5.00	219.1	1911	2000
10.0	438.2	3818	3700

Tabla 5.4.2. Resultados del tratamiento del agua residual por épocas del año en el estudio realizado en 29 plantas del tipo zanja de oxidación en EEUU.

CARACTERISTICA.	Efluente (mg/l)			% de remoción		
	Invierno	Verano	Total	Invierno	Verano	Total
DBO ₅	15.2	1.2	12.3	92	94	93
SST	13.6	9.3	10.5	93	94	94
Nitrogeno	10.0	6.6	8.1	55	61	57

Tabla 5.4.3. Confiabilidad de los resultados del tratamiento en las plantas estudiadas. Porcentaje de tiempo en que las concentraciones en el efluente fueron menores a:

	10 mg/l			20 mg/l			30 mg/l		
	SST	DBO ₅	N	SST	DBO ₅	N	SST	DBO ₅	N
Mejor caso	99	99		99	99		99	99	
Promedio	65	65	40	85	90	69	94	96	88
Peor caso	25	25		55	55		80	72	

CONCLUSIONES.

La construcción de sistemas de reaprovechamiento de los recursos como alimento o agua negra en este caso, muy pocas veces pueden valorarse en cuanto a beneficios económicos directos que se puedan obtener, porque la mayoría de las veces se depende de los fondos públicos para la operación de las plantas.

El beneficio tal vez más importante lo recibirán las generaciones por venir, en la forma de una ecología protegida que les proporcione una vida más saludable que la que podrían llevar de continuarse castigando en forma tan severa al medio ambiente.

Si bien la construcción de una planta de tratamiento con las dimensiones de la aquí propuesta puede parecer de pronto gigantesca, se debe pensar que el tratamiento de grandes volúmenes sirviendo simultáneamente a miles de ciudadanos, considera una rebaja importantísima en los costos de construcción y operación de las plantas.

Más aun, el impacto ambiental tan positivo que el tratamiento de aguas residuales trae consigo es sorprendente. Se puede mencionar el caso de Moacú, entre otras muchas ciudades, donde los fines de semana se reúnen pescadores a la orilla del río Volga, principal receptor de las aguas tratadas, a realizar su deporte favorito, sin tener que abandonar la ciudad.

En este país, el beneficio se observará en las corrientes

de las cuencas más contaminadas, tales como las del río Lerma, Pánuco, Coatzacoalcos, etc. que ahora reciben las descargas de aguas residuales de los principales núcleos urbanos e industriales.

Por otra parte, en los procesos de tratamiento en los que se consigue la estabilización biológica de los lodos, como es el caso de las zanjas de oxidación, se evita el problema del tratamiento posterior de estos lodos, que generalmente resulta muy costoso y requiere de muchos cuidados.

Los lodos estabilizados de esta manera liberan el agua que contienen con más facilidad que los lodos crudos, además no producen olores desagradables.

En los casos en que se desee verter el agua tratada a un cuerpo receptor o directamente a zonas agrícolas, se puede permitir salir al efluente junto con los lodos, los que ya no producen cargas orgánicas contaminantes en el agua. Esto no es deseable porque se pierde el control sobre la edad de los lodos que se deben recircular y los depósitos de lodos, aunque estabilizados, ocasionan problemas al cauce receptor.

Por la experiencia de otros países, se observa que el tratamiento del agua residual en el que no se consigue la estabilización aeróbica de los lodos, el empleo de las unidades de digestión anaeróbica puede producir ventajas económicas de importancia.

En un futuro tal vez no muy lejano, la producción de gases en los procesos en que se utilizan los digestores anaeróbicos podrá ser suficientemente atractiva como para intere-

sar a los inversionistas privados. Por un lado, podría ofrecerse la dotación de agua reciclada a la industria y la agricultura y al mismo tiempo, vender el gas como combustible doméstico o industrial (si se produjera en cantidad suficiente para abastecer en forma continua a esta última).

De esta manera las técnicas de reciclaje del agua avanzarían grandemente y su uso sería más racional.

A últimas fechas el empleo de la energía nuclear en el tratamiento de los residuos de la depuración de las aguas ha entrado en experimentación. El Cesio 134, (residuo de las centrales nucleoelectricas), se experimenta como bactericida en los lodos secos. Se asegura que el proceso es tan seguro como un radiografía por lo que no implica ningún riesgo para los encargados de la operación de la planta.

En la Universidad de Nuevo México, los lodos irradiados se transforman en píldoras que se incluyen en determinadas dosis en el alimento de vacas y ovejas. Esta dieta parece dar buenos resultados.

No debe pensarse que el país se encuentra aun muy ajeno a esta tecnología, de continuarse la política actual de ingresar a la era nuclear muy pronto se tendrán que enfrentar los problemas que los residuos nucleares acarrearán.

El problema de la contaminación ubica al país en una situación que no admite dilaciones y no existen soluciones fáciles. El desperdicio del agua contaminada tal vez sea el problema más ilógico dadas las condiciones hidrológicas

de la mayor parte del territorio.

Si como se mencionó anteriormente, la iniciativa privada encontrara algún beneficio en la depuración del agua residual, sería mucho más fácil encontrar la salida a este problema.

El agua debe dejar de ser un bien subsidiado en México, porque esta es una de las causas por las que la población no tiene conciencia de la situación.

La industria debe ser la más obligada a reprocesar el agua al estar obteniendo ganancias de su uso. La construcción de una depuradora para atender a grupos de compañías y a las poblaciones cercanas parece ser la mejor opción.

Los empresarios reducirían el costo de tratamiento y los beneficios sociales serían de mucha importancia.

La población debe tomar también su parte de responsabilidad pagando junto con el servicio de agua potable los costos de la depuración que le corresponden.

Este tipo de medidas, además de ciertas concesiones fiscales que pueda otorgar el gobierno, permitirán que los recursos económicos necesarios salgan de la población misma, sin la necesidad de recurrir a préstamos del exterior.

BIBLIOGRAFIA.

- 1). Babbit, Harold E. y Baumann, Robert
"ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS
NEGRAS".
Editorial Continental, México. 1973.
- 2). CONACYT
" MESA REDONDA SOBRE EL APROVECHAMIENTO
DEL AGUA".
Conacyt, México. 1974.
- 3). Fair, Geyer y Okun.
" PURIFICACION DE AGUAS Y TRATAMIENTO Y
REMOCION DE AGUAS RESIDUALES".
Edit. Limusa, México. 1984.
- 4). Imhoff, Karl.
" MANUAL DE SANEAMIENTO DE POBLACIONES".
España, 1970.
- 5). Mandt, Mikkell G. y Bell, Bruce A.
" OXIDATION DITCHES IN WASTEWATER TREAT
MENT".
Ann Arbor Science Publishers, EEUU. 1982.
- 6). Departamento de sanidad de Nueva York.
" MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS".
Edit. Limusa, México. 1970.

7). Ramirez Chavez, Rosa María.

" TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE
ZANJA DE OXIDACION".

Tesis profesional, Facultad de Ingeniería,
UNAM, México. 1980.

8). UNAM.

" TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES,
INDUSTRIALES Y REUSOS".

División de educación continua, Fac. de Ing.
UNAM, México. 1985.