

**DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES PARA EL AREA URBANA
DEL MUNICIPIO DE ALTAMIRA, TAMAULIPAS**



Tesis Presentada

Por

MONIR FERES MARON

**Presentada ante la División de Administración,
Computación e Ingenierías de la Universidad Virtual
del Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey
como requisito parcial para optar al título de**

MAESTRO EN CIENCIAS

Diciembre de 1999

Maestría en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Ambiental

**DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL
AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ALTAMIRA, TAMAULIPAS**



Tesis Presentada

Por

MONIR FERES MARON

**Presentada ante la División de Administración, Computación e Ingenierías
de la Universidad Virtual del
Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey
como requisito parcial para optar
al título de**

MAESTRO EN CIENCIAS

Diciembre de 1999

Maestría en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Ambiental

**DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL
AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ALTAMIRA, TAMAULIPAS**

Tesis Presentada

Por

MONIR FERES MARON

**Presentada ante la División de Administración, Computación e Ingenierías
de la Universidad Virtual del
Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey
como requisito parcial para optar
al título de**

MAESTRO EN CIENCIAS

Diciembre de 1999

Maestría en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Ambiental

A Leyla, Mi compañera.

RESUMEN

DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ALTAMIRA, TAMAULIPAS

DICIEMBRE DE 1999

MONIR FERES MARON

INGENIERO CIVIL
INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY

Dirigida por el Doctor Enrique Cazares Rivera

La ciudad de Altamira, Tamaulipas, tiene un problema añejo de aguas residuales tratadas sin un tratamiento eficaz. El organismo operador de la zona, la Comisión Municipal de Agua Potable y Alcantarillado, pretende construir una planta tratadora de aguas residuales. En esta tesis se diseña una planta de tratamiento de aguas residuales que cumple con los requerimientos solicitados por el organismo operador.

El sistema de tratamiento desarrollado es del tipo biológico convencional, que consta de un pretratamiento (tratamientos primarios) y tratamiento biológico (tratamiento secundario).

Para el diseño de la planta de tratamiento de nuestro caso, seguimos la metodología que a continuación se presenta:

METODOLOGIA

I Caracterización del agua a tratar.

II Volumen de agua residual generado.

II.1 Dotación de agua potable por habitante actualmente.

II.2 Proyección de la población en el tiempo de diseño.

II.3 Estimación del volumen a tratar.

III Uso y calidad del agua a tratar a mediano y largo plazo.

IV Definición de los tratamientos unitarios a implementar.

V Diseño Preliminar.

V.1 Localización del terreno.

V.2 Distribución preliminar de las unidades de tratamiento.

V.3 Diagrama de flujo.

VI Ingeniería de proyecto y detalle.

VI.1 Descripción del proceso.

VI.2 Memorias de cálculo y adecuación con tecnología comercial.

VI.3 Lista de equipos, tuberías, válvulas e instrumentación.

VI.4 Elaboración de planos.

VII Conclusiones.

El diseño de esta planta de tratamiento fue satisfactorio, ya que todas las unidades resultaron con dimensiones típicas para cada tratamiento, además, los parámetros calculados y supuestos estuvieron dentro del rango usual para este tipo de tratamiento.

INDICE DE CONTENIDO

Resumen	IV
Indice de Tablas	VIII
Indice de Figuras	IX
Capítulo 1. Introducción, definición del problema y objetivos.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Definición del problema.....	3
1.3 Objetivo.....	5
1.4 Aspectos geográficos.....	6
Capítulo 2. Metodología para el diseño de planta de tratamiento de aguas residuales.....	9
2.1 Introducción.....	9
2.2 Caracterización del agua a tratar.....	10
2.3 Volumen de agua residual generado.....	14
2.3.1 Dotación de agua potable por habitante actualmente.....	14
2.3.2 Proyección de la población en el tiempo de diseño.....	16
2.3.3 Estimación del volumen a tratar.....	18
2.4 Uso y calidad del agua a tratar a mediano y largo plazo.....	19
2.5 Descripción de los tratamientos unitarios a implementar.....	20
Capítulo 3. Descripción de las operaciones unitarias de la planta de tratamiento.....	21
3.1 Unidades de pretratamiento.....	21
3.2 Sedimentación primaria.....	33
3.3 Sistema de lodos activados tipo convencional.....	40

3.4 Cinética de un reactor completamente mezclado con recirculación celular.....	44
3.5 Digestión aeróbica	48
3.6 Criterios de diseño para las instalaciones de cloración	51
3.7 Reducción de humedad de lodos	54
Capítulo 4. Diseño de las unidades de la planta.....	56
4.1 Diseño de las unidades de pretratamiento.....	56
4.2 Diseño del tanque igualador o de amortiguamiento.....	61
4.3 Diseño del sedimentador primario.....	62
4.4 Diseño del reactor biológico	69
4.5 Diseño del sedimentador secundario.....	73
4.6 Diseño de la estación de cloración	78
4.7 Diseño del filtro prensa de banda	79
4.8 Diseño del sistema de tuberías	82
4.9 Selección de bombas	90
4.10 Selección de válvulas.....	93
Capítulo 5.- Conclusiones y comentarios	95
Bibliografía	124
Planos	
Apéndices	

INDICE DE TABLAS

- Tabla 1: Ubicación geográfica.
- Tabla 2: Climas.
- Tabla 3: Temperatura media mensual y anual.
- Tabla 4: Precipitación mensual y anual.
- Tabla 5: Métodos usados en la determinación de parámetros.
- Tabla 6: Volúmenes de producción de agua potable.
- Tabla 7: Consumos máximos de agua.
- Tabla 8: Consumos para el año 1996.
- Tabla 9: Proyección de la población.
- Tabla 10: Criterios para diseño de rejillas.
- Tabla 11: Valores de β (de Kirshmer).
- Tabla 12: Valores de carga de superficie para desarenadores.
- Tabla 13: Ecuaciones para flujo en canal Parshall.
- Tabla 14: Criterios de diseño de sedimentadores primarios.
- Tabla 15: Criterios de diseño de sedimentadores secundarios.
- Tabla 16: Criterios de diseño de digestores aerobios.
- Tabla 17: Criterios de diseño de digestores aerobios.
- Tabla 18.- Longitud equivalente de accesorios.
- Tabla 19.- Diseño de las tuberías de la planta.
- Tabla 20.- Criterios de diseño para el almacenamiento de productos desinfectantes
- Tabla 21.- Desempeño típico de filtros prensa de banda.

INDICE DE FIGURAS

- Figura 1: Carta hidrológica de aguas superficiales.
- Figura 2: Curva de producción de agua potable.
- Figura 3: Crecimiento poblacional de Altamira.
- Figura 4: Proyección de la población.
- Figura 5: Vista lateral de un sistema de rejillas.
- Figura 6: Vista en planta de un sistema de rejillas.
- Figura 7: Cámara desarenadora de control de velocidad de canal Parshall.
- Figura 8: Decantación de partículas discretas.
- Figura 9: Diagrama típico de un canal Parshall.
- Figura 10 : Diagrama para el cálculo de tanque de igualación.
- Figura 11: Vista esquemática de un sedimentador primario.
- Figura 12: Diagrama de cuerpo libre para la clarificación tipo I.
- Figura 13: Columna de sedimentación.
- Figura 14: Eliminación de partículas floculantes.
- Figura 15: Vista exterior de un reactor aerobio utilizando el proceso de lodos activados.
- Figura 16: Diagrama de flujo de un sistema biológico completamente mezclado convencional.
- Figura 17: Propiedades de sedimentación de un lodo floculado.
- Figura 18: Diagrama de flujo de un sistema digestor aerobio con recirculación de lodos.
- Figura 19: Detalles de las muescas en vertedero perimetral del sedimentador primario.
- Figura 20: Corte del canal de desagüe del sedimentador primario.
- Figura 21: Detalles de las muescas en vertedero perimetral del sedimentador secundario.

Figura 22: Corte del canal de desagüe del sedimentador secundario.

INTRODUCCION

La Comisión Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de la Zona Conurbada de la Desembocadura del río Pánuco en el Estado de Tamaulipas, decidió llevar a cabo los estudios necesarios para la elaboración de la documentación técnica para la concesión del proyecto, construcción y operación de la planta de tratamiento de aguas residuales municipales de Altamira.

El estudio está encaminado para dar cumplimiento al Programa Nacional de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento que está dirigido a la construcción y/o rehabilitación de plantas de tratamiento de Aguas Residuales, para la protección del medio ambiente, que en el caso particular de Altamira, comprende el saneamiento de una parte de la laguna de Champayán (ver figura 1), ya que en la actualidad las descargas de aguas sanitarias se realizan a estos cuerpos de agua desde unas ya agotadas lagunas de oxidación.

Capítulo 1.- Introducción, definición del problema y objetivos.

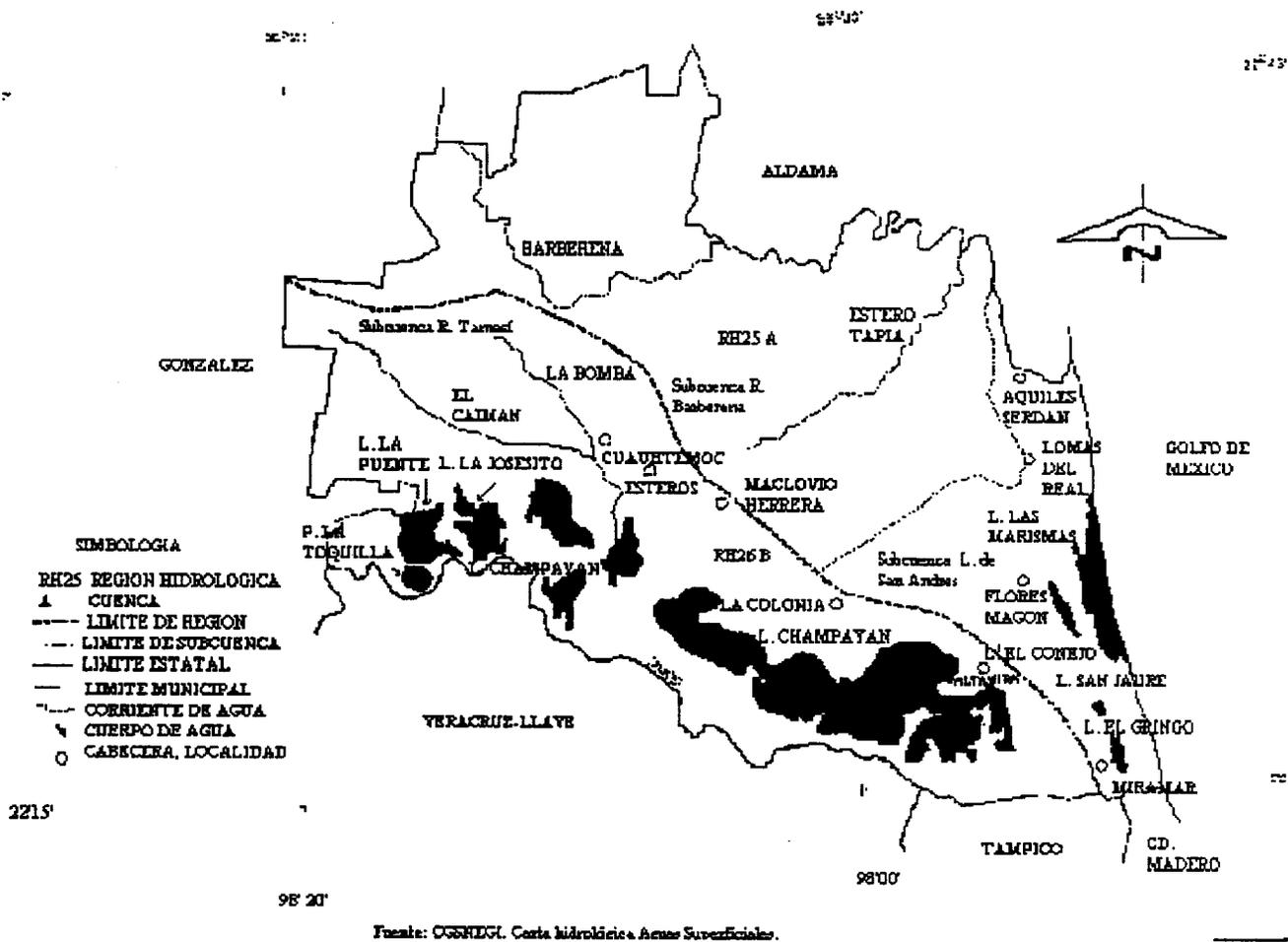


Figura 1.-Carta hidrológica de aguas superficiales

DEFINICION DEL PROBLEMA

La ciudad de Altamira, Tamaulipas, desde su fundación, ha resuelto el problema de sus aguas negras como tantas otras ciudades pequeñas de nuestro país. En un principio, no existía red de drenaje que colectara las aguas residuales producidas por la población y la incipiente industria que en ella se situaba, resolviéndose el problema a base de fosas sépticas.

Con el paso del tiempo la población creció y con ello el comercio y la industria tuvieron un modesto desarrollo también. Poco a poco la red de drenaje sanitario se fue instalando y de alguna manera las aguas residuales producidas en la ciudad se fueron colectando, sin embargo el problema seguía sin resolverse ya que las aguas colectadas se vertían directamente a la Laguna de Champayán sin ningún tipo de tratamiento.

Actualmente, la ciudad de Altamira está creciendo a un ritmo acelerado ya que cuenta con uno de los parques industriales más grandes del país y se prevé que en un futuro la población crezca a un ritmo más acelerado que los servicios que el municipio les puede ofrecer.

La Laguna de Champayán forma parte del sistema lagunario del Chairel, el cual se encuentra en la cuenca baja del río Tamesí y que es el vaso de captación de las plantas potabilizadoras de la zona.

Después de mucho tiempo de trabajar de ésta manera, es decir, la red de drenaje creciendo y a la vez un mayor flujo de aguas residuales siendo vertidas a la laguna, el organismo operador de aguas en la zona, que es la Comisión Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de la zona Conurbada de la Desembocadura del Río Pánuco (COMAPA), decidió instalar un sistema de lagunas de oxidación para “tratar” las aguas residuales de la ciudad de Altamira.

Estas lagunas tienen mucho tiempo ya de estar trabajando, y en parte cumplen con su función, solo que la calidad del agua que arrojan no es lo suficientemente buena para verterla

al vaso de captación de agua para las ciudades de Tampico, Cd. Madero y Altamira. De hecho la normatividad de nuestro país no lo permite.

Actualmente, se ha formado un patronato para el rescate del sistema lagunario del Chairel y tiene alrededor de 4 años trabajando en el vaso. Este patronato ha hecho presiones para que se dejen de verter aguas residuales a la laguna y ha propuesto la reubicación de las laguna de oxidación en otro lado. Por su lado, la COMAPA ha hecho la propuesta de construir, al igual que Tampico, una planta tratadora de aguas residuales para Altamira, ya que unas lagunas de oxidación no van a resolver el problema del tratamiento de las aguas residuales. Además, los terrenos disponibles para la ubicación de la nueva planta se encuentran situados cerca del corredor industrial de la zona.

Dentro de la propuesta hecha por la COMAPA existe la posibilidad de vender el agua tratada a las industrias teniendo con esto un doble beneficio: las industrias dejarían de consumir una parte de agua del río Tamesí y además se tendría un beneficio económico que haría que el proyecto se pague en un tiempo determinado. No es intención de esta tesis abordar los temas económicos, solo el diseño de la planta de tratamiento.

OBJETIVO

El objetivo de este proyecto es el de diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales para la ciudad de Altamira, Tamaulipas, con capacidad para remover del agua residual la mayor parte de aquellas sustancias que la contaminan, utilizando tratamientos biológicos.

ASPECTOS GEOGRAFICOS

Tabla 1.- UBICACION GEOGRAFICA.-

Coordenadas geográficas	Al norte 22°46', al sur 22°19', al este 97°50' y al oeste 98°20' de longitud oeste.
Porcentaje territorial	El municipio de Altamira representa el 2.01% de la superficie del Estado.
Colindancias	El municipio de Altamira colinda al norte con los municipios de Gonzalez y Aldama; al este con el municipio de Aldama y el Golfo de México; al sur con los municipios de Tampico y Ciudad Madero y con el Estado de Veracruz-Llave y al oeste con el Estado de Veracruz-Llave y el municipio de Gonzalez.

Fuente : INEGI. Cartografía Censal, 1:50 000

Tabla 2.- CLIMAS.-

<u>TIPO O SUBTIPO</u>	<u>SIMBOLO DEL CLIMA</u>	<u>% DE LA SUP. MUNICIPAL</u>
Cálido subhúmedo con lluvias en verano	A(w)	100

Fuente: CGSNEGI. Carta de climas, 1:1000 000

Tabla 3.- TEMPERATURA MEDIA MENSUAL Y ANUAL EN GRADOS CENTIGRADOS .-

<u>MES</u>	<u>TEMPERATURA</u>
Enero	19.80
Febrero	21.80
Marzo	23.90
Abril	26.50
Mayo	28.60
Junio	29.20
Julio	29.00
Agosto	29.10
Septiembre	28.40
Octubre	26.50
Noviembre	23.80
Diciembre	21.00
Anual	25.60

Años de observación 16

Fuente: CGSNEGI. Carta de climas, 1:1000 000

Tabla 4.- PRECIPITACION MENSUAL Y ANUAL PROM. EN MILIMETROS.-

<u>MES</u>	<u>PRECIPITACION</u>
Enero	26.20
Febrero	14.30
Marzo	20.00
Abril	10.40
Mayo	40.80
Junio	221.00
Julio	135.90
Agosto	158.80
Septiembre	231.10
Octubre	97.10
Noviembre	28.30
Diciembre	20.20
Anual	1004.00
Años de observación	16

Fuente: CGSNEGI. Carta de climas, 1:1000 000

**METODOLOGIA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LA PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.**

2.1 Introducción

En todo proyecto a realizarse, se debe seguir una secuencia ordenada de pasos que lleven a la correcta ejecución del mismo. Para el diseño de la planta de tratamiento de nuestro caso, seguiremos la metodología que a continuación se presenta:

METODOLOGIA

I Caracterización del agua a tratar.

II Volumen de agua residual generado.

II.1 Dotación de agua potable por habitante actualmente.

II.2 Proyección de la población en el tiempo de diseño.

II.3 Estimación del volumen a tratar.

III Uso y calidad del agua a tratar a mediano y largo plazo.

IV Definición de los tratamientos unitarios a implementar.

V Diseño Preliminar.

V.1 Localización del terreno.

V.2 Distribución preliminar de las unidades de tratamiento.

V.3 Diagrama de flujo.

VI Ingeniería de proyecto y detalle.

VI.1 Descripción del proceso.

VI.2 Memorias de cálculo y adecuación con tecnología comercial.

VI.3 Lista de equipos, tuberías, válvulas e instrumentación.

VI.4 Elaboración de planos.

VII Conclusiones.

2.2 Caracterización del agua por tratar.

El agua residual doméstica a tratar generada por la población urbana de Altamira presenta problemas para ser medida en cuanto a sus parámetros de calidad. Esto debido a que una parte de la población descarga sus residuos en fosas sépticas y la mayor parte descarga al colector general de la ciudad que termina en las lagunas de oxidación antes mencionadas.

El problema está en que si se toman muestras de los residuos actuales, no van a ser representativas de toda la mancha urbana. Se propone entonces, tomar los resultados de las muestras tomadas para la planta de tratamiento de Tampico, así como los resultados de los estudios de tratabilidad de las mismas. Los resultados de estas muestras, al provenir de descargas domésticas, serán representativas de lo que pudiera suceder en Altamira, inclusive con algún grado de factor de seguridad, ya que Tampico es una ciudad mayor con descargas residuales más complejas. De cualquier forma, se tomarán algunas muestras del drenaje actual para efectuar sobre ellas análisis de sólidos para el diseño de las unidades de sedimentación primaria, y además se harán determinaciones de la DBO solo para cotejar con los datos proporcionados por los análisis de las muestras de Tampico. A continuación se presenta un resumen del proceso de caracterización de las aguas residuales realizado para la ciudad de Tampico, Tamaulipas por parte de trabajadores de la COMAPA.

El muestreo se llevó a cabo de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-AA-14-1980, cuidando en todo momento que las muestras tomadas fueran representativas de las condiciones existentes en el sitio a la hora de muestreo. Se procuró cubrir todos los colectores que desaguan al río Pánuco y a la vez abarcar en el mayor grado posible, las variaciones diarias en la calidad del agua a tratar.

El aforo se llevó a cabo durante un período de 9 días el horario de toma de muestras fue de las 8:00 a las 18:00, ya que en este lapso el caudal de descarga es mayor. Este aforo fue realizado con apoyo del personal de campo de la COMAPA.

El muestreo se efectuó de acuerdo con los lineamientos de la Norma Oficial Mexicana para muestreo en cuerpos receptores, NOM-AA-14-1980 y se efectuó en horarios

alternos durante 24 horas. Con las muestras simples se conformaron muestras compuestas proporcionales al gasto para la determinación de parámetros en laboratorio.

Los métodos utilizados para la determinación de cada uno de los parámetros analizados se presentan en la siguiente tabla. La nomenclatura corresponde al procedimiento o norma con el que se efectuó la determinación.

Tabla 5.- Métodos utilizados en la determinación de los Parámetros.-

<u>Método</u>	<u>Norma Mexicana</u>	<u>Parámetro</u>
SM5210B	NOM:AA-30-81	DBO5
SM450.H.B	NOM:AA-8-80	pH
EPA.160.5	NOM:AA-4-77	Sól. Sedim.
EPA.160.1	NOM:AA-20-80	S.D.T.
EPA.160.2		S.S.T.
SM5220C	NOM:AA-30-81	DQO
EPA.350.3		N-NH3
EPA.351.4	NOM:AA-12-80	NTK
EPA.365.2	NOM:AA-29-81	P Total
EPA.413.1	NOM:AA-51-81	Grasas y Aceites
SM.9222.D	NOM:AA-42-87 N.M.P.	Coliformes Fecales
SM.9222.B	NOM:AA-42-87 N.M.P.	Coliformes Totales

Después de realizar los análisis de laboratorio y de obtener los promedios para cada parámetro se encontraron los siguientes resultados:

a) Potencial Hidrógeno (pH).- Este parámetro es de vital importancia, pues para que pueda existir la vida en el agua se requiere un intervalo de concentración demasiado estrecho, y además el intervalo para un tratamiento biológico favorable de las aguas es de 6.5 a 8.5. Considerando los resultados de la caracterización, el pH esperado es de 7.1, por lo que este parámetro no será problema para el tratamiento.

b) Grasas y Aceites.- Se considera un nivel fuerte para las aguas residuales domésticas aquel que sea igual o superior a los 100 mg/l y débil menores de 40 mg/l (Metcalf & Eddy, 1991); el valor promedio obtenido fue de 24.3 mg/l, que resulta por debajo del límite de la concentración débil.

c) Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅).- Este parámetro representa la materia orgánica medida de oxígeno disuelto utilizado por los microorganismos en la oxidación bioquímica de la materia orgánica a los 5 días. Se utiliza para determinar la cantidad de oxígeno que se requerirá para degradar biológicamente la materia orgánica presente en el proceso después de 5 días bajo condiciones controladas de temperatura.

Se considera como nivel medio una DBO₅ de 216 mg/l y como débiles los valores menores; en nuestro caso, el promedio de las muestras tuvo una concentración de 115 mg/l, por lo que podemos considerar como una DBO₅ débil (Metcalf & Eddy, 1991).

d) Demanda Química de Oxígeno (DQO).- Con este parámetro se mide el contenido de materia químicamente oxidable, tanto en aguas municipales como industriales. Para el agua doméstica no tratada el nivel débil de DQO está considerado en 250 mg/l y el medio de 500 mg/l; el valor promedio de los estudios arrojan una concentración de 305 mg/l, que está por debajo de la concentración media.

e) Nutrientes (Fosfato Total y Nitrógeno).- Tanto el nitrógeno como el fósforo son esenciales para el crecimiento de microorganismos y plantas, sin embargo si su concentración es alta al descargarse en cuerpos receptores tienen un efecto negativo, pues causan el crecimiento desmedido del lirio acuático alterando el ciclo biológico normal de los microorganismos. Se considera como nivel medio para el nitrógeno total 40 mg/l (25 mg/l para el nitrógeno amoniacal y 15 mg/l para el nitrógeno orgánico), mientras que para el fósforo este se encuentra en 8 mg/l. El promedio total ponderado durante esta caracterización fue de 38.6 mg/l (15.5 mg/l de nitrógeno amoniacal y 23.1 mg/l de nitrógeno orgánico) para el nitrógeno y 4.8 mg/l para el fósforo. Después del tratamiento las concentraciones de estos nutrientes cambiarían, pero si el agua se usara para riego, estos parámetros constituyen nutrientes para la tierra, si se usa para algún fin industrial, las

empresas que soliciten el agua aplicarán sobre esta los tratamientos específicos para su actividad.

f) Conductividad.- La presencia de este parámetro en altas concentraciones en el agua de riego causa en los suelos un deterioro que se va agravando cuando no existe un drenaje adecuado del mismo. De haber cantidades significativas, es siempre mejor eliminarla desde su origen dado que los tratamientos convencionales no la disminuyen, y los tratamientos especializados son muy costosos. El promedio esperado para el influente de acuerdo a las mediciones es de 1550 $\mu\text{mhos/cm}$, lo cual cumple con las normas típicas que son de 2000 $\mu\text{mhos/cm}$.

g) Sólidos.- Para las aguas residuales domésticas el nivel fuerte de sólidos totales es de 1200 mg/l y para sólidos sedimentables de 20 mg/l (Metcalf & Eddy, 1991). En el influente de la planta se esperan 0.8 mg/l de sólidos sedimentables y 1071.4 mg/l de sólidos totales de acuerdo a las mediciones. Dentro de los sólidos totales solamente los sólidos suspendidos se condicionan para uso en riego, siendo la norma típica de 30 mg/l y los correspondientes a la caracterización fueron de 123.9 mg/l

h) Coliformes Totales y Fecales.- El promedio total ponderado detectado durante esta caracterización fue de $3.2\text{E}+07$ NMP/100 ml de coliformes totales y de $4.7\text{E}+6$ NMP/100 ml de coliformes fecales lo cual, se encuentra dentro de los valores fuertes esperados en un agua residual del tipo doméstico (Metcalf & Eddy, 1991).

i) Detergentes.- El promedio total ponderado detectado durante esta caracterización fue de 9.0 mg/l.

Como se pudo observar en el análisis de los parámetros anteriores, los resultados de las muestras se encuentran en los rangos considerados como normales, por lo que no será necesario implementar algún tratamiento especial para remover sustancias no comunes como metales pesados, pesticidas, etc.

2.3 Volumen de agua residual generado.

2.3.1 Dotación de agua potable por habitante actualmente.

A continuación se presenta la gráfica histórica de la dotación de agua para la población urbana de la ciudad de Altamira.

Tabla 6.- Volúmenes de producción de agua potable.-

**VOLUMENES DE PRODUCCION DE AGUA 1994-1996
PLANTAS POTABILIZADORAS**

MES	PLANTA ALTAMIRA (m ³)	PLANTA DUPORT (m ³)	TOTAL (m ³)
ene-94	195350		195350
feb-94	182890		182890
mar-94	217278		217278
abr-94	220068		220068
may-94	261144		261144
jun-94	236517		236517
jul-94	245546		245546
ago-94	244818		244818
sep-94	217035		217035
oct-94	243983		243983
nov-94	286298		286298
dic-94	256464		256464
ene-95	225810		225810
feb-95	216990		216990
mar-95	254582		254582
abr-95	277056	62856	339912
may-95	322920	152193	475113
jun-95	334854	145332	480186
jul-95	353934	138774	492708
ago-95	326831	146044	472875
sep-95	273813	143544	417357
oct-95	266319	159121	425440
nov-95	253476	146824	400300
dic-95	270809	138232	409041
ene-96	256677	121507	378184
feb-96	235725	121287	357012
mar-96	241418	145563	386981
abr-96	252534	185357	437891
may-96	279806	227675	507481
jun-96	295889	245506	541395
jul-96	307259	141848	449107
ago-96	301332	133767	435099

sep-96	273267	126002	399269
oct-96	282003	130342	412345
nov-96	268137	125607	393744
dic-96	253840	115603	369443

Información proporcionada por la COMAPA

Plantas potabilizadoras de la región: Planta Altamira y Planta Duport.

PRODUCCION DE AGUA POTABLE DE LAS PLANTAS ALTAMIRA Y DUPORT

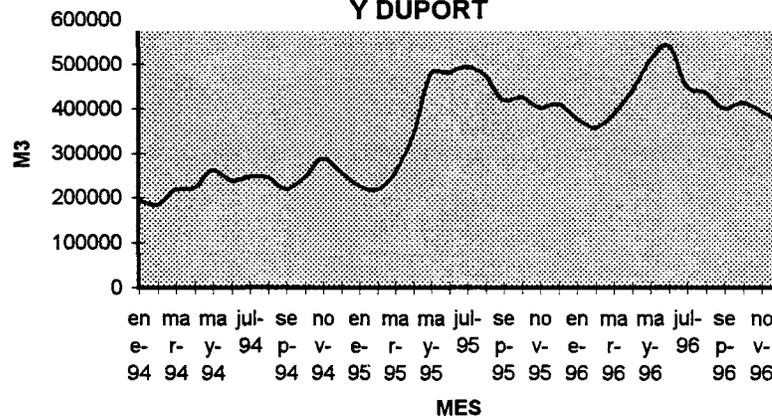


Figura 2.- Curva de producción de agua potable.-

La información proporcionada por la COMAPA se remonta del mes de Enero de 1994 a la fecha. El suministro de agua a la zona se genera en dos plantas potabilizadoras, la planta Altamira y la planta Duport, mismas que se encuentran en las márgenes de la laguna de champayán.. En base a los datos anteriores podemos obtener datos de suministro pico de agua potable por habitante y por mes desde 1994 a 1996, quedando como sigue:

Tabla 7.- Consumos máximos de agua.-

AÑO/MES	CONSUMO MAXIMO (m ³)
1994/NOV	286298.00
1995/JUL	492708.00
1996/JUN	541395.00

Podemos estimar el promedio anual de dotación de agua durante 1966 para poder pronosticar la producción promedio anual de aguas residuales en el tiempo de diseño de la planta de tratamiento.

Tabla 8.- Consumos para el año de 1966.-

MES	PLANTA ALTAMIRA (m ³)	PLANTA DUPORT (m ³)	TOTAL (m ³)
ene-96	256677	121507	378184
feb-96	235725	121287	357012
mar-96	241418	145563	386981
abr-96	252534	185357	437891
may-96	279806	227675	507481
jun-96	295889	245506	541395
jul-96	307259	141848	449107
ago-96	301332	133767	435099
sep-96	273267	126002	399269
oct-96	282003	130342	412345
nov-96	268137	125607	393744
dic-96	253840	115603	369443
		TOTAL	5067951
		PROMEDIO	422329

Información proporcionada por la COMAPA

Plantas potabilizadoras de la región: Planta Altamira y Planta Duport.

2.3.2 Proyección de la población en el tiempo de diseño.

Según las estadísticas del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), en el cuaderno estadístico municipal para la ciudad de Altamira, Tamaulipas, en su edición de 1994, tenemos el crecimiento de la población de este municipio en los últimos cuarenta años, y se puede observar una marcada tendencia al crecimiento exponencial de la población, esto debido al gran desarrollo industrial de la zona. En la siguiente gráfica se muestra el resultado de los últimos censos poblacionales, y en donde obtenemos el número de habitantes para la zona urbana de Altamira, que según el mismo cuaderno, es el 29% del total de la población del municipio quedando como sigue:

Figura 3 .- Crecimiento poblacional de Altamira, Tamaulipas.



INEGI, Cuaderno estadístico municipal, edición 1994

Para la proyección de la población, se utilizaron los métodos aritmético y geométrico para los próximos 15 años, que será el período de diseño de la planta en cuestión, esto como especificación de la COMAPA. La población a utilizar será el promedio del resultado de ambos métodos para obtener un resultado más confiable, ya que de este modo eliminamos el sesgo que pudiera tener cualquiera de los métodos. En ellos, se presentan los métodos para el cálculo de la población de proyecto sugerido por la Comisión Nacional del Agua, los cuales son el método de crecimiento por comparación y el método de ajuste por mínimos cuadrados, siendo el último el que se usará para nuestro caso.

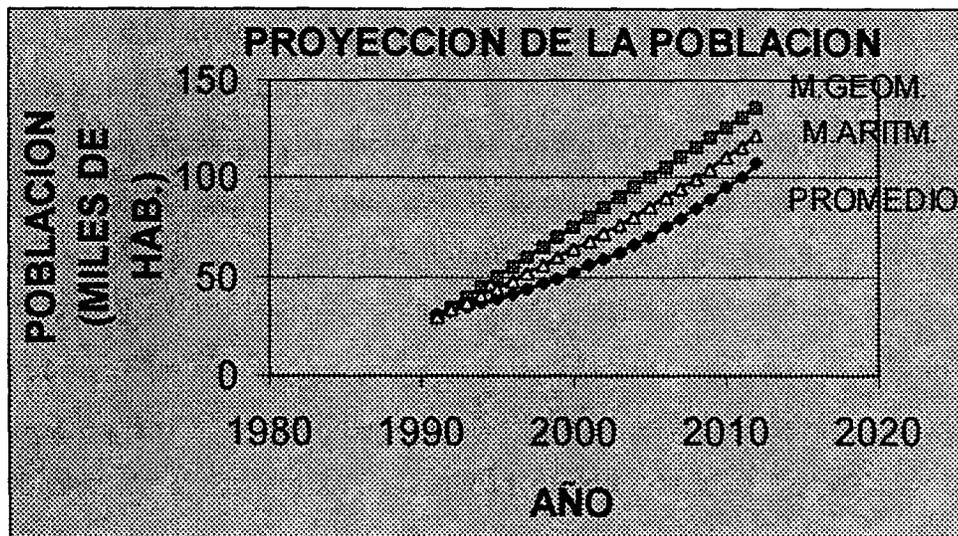


Figura 9 .- Proyección de la población.

2.3.3 Estimación del volumen a tratar.

El volumen de agua residual a tratar será obtenido a partir del suministro de agua potable a la población urbana de Altamira, en el año 1996 que es el año más reciente con información de suministro. Esta dotación de agua fue de 541,395.00 m³ para el mes pico. La población de Altamira para este año se obtuvo en los cálculos anteriores, siendo esta de 47,685 habitantes y con esta información obtenemos una dotación por habitante de 11.35 m³ por mes, o sea 378 litros por habitante-día como dotación máxima de agua.

En el período de diseño, quince años, la población crecerá a los 121,214 habitantes, quienes requerirían una dotación máxima mensual de 1'375,779 m³ (11.35 m³/hab-mes max. por 121,214 habitantes). Se propone una producción de agua residual igual al 80% del volumen del agua suministrada a la población (Metcalf & Eddy, 1991), esto debido a las pérdidas por infiltración, evaporación y otros usos como riego de jardines. No se considera un incremento en la dotación de agua per cápita en los 15 años, ya que Altamira no es una ciudad con un comercio creciente y el nivel socioeconómico es medio bajo y no se considera que en un futuro cercano esta situación cambie, esto debido a la cercanía con Tampico.

La cantidad de agua residual generada sería entonces de 1'100,623 m³/mes, lo que equivale a 425 lps. La cantidad anterior es el flujo máximo que se obtendría en el mes pico del año. Ahora bien, para el diseño de las unidades de tratamiento posteriores al tanque de igualación que se propone, requerimos el flujo promedio de todo el año, el cual obtenemos de manera similar a la anterior; la dotación promedio mensual de agua para 1996 fue de 422,329 m³ a 47,685 habitantes, lo que nos da una dotación promedio mensual por habitante de 8.86 m³. Con la población proyectada de 121,214 habitantes obtenemos una dotación mensual de 1'073,956 m³. Aplicándole a la cantidad anterior el factor del 80% de producción de aguas negras, la cantidad de agua residual generada sería entonces de 859,165 m³, lo que equivale a un flujo de 330 lps.

2.4 Uso y calidad del agua a tratar a mediano y largo plazo.

Como ya se mencionó, durante mucho tiempo las aguas residuales generadas por la población urbana de Altamira se han vertido a la Laguna de Champayán, previo paso por en lagunas de oxidación. Se ha propuesto la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales para evitar la derrama de aguas poco tratadas al vaso de captación más importante de la región y así prevenir fuentes de enfermedades a mediano plazo.

El agua residual será conducida a través de un colector nuevo hacia la zona del corredor industrial de la ciudad y en este lugar se pretende construir la nueva planta tratadora. En la actualidad, a mediados de 1999 no se sabe con certeza el uso final que se le dará al agua tratada, por lo que la calidad del agua ya tratada será la necesaria para cumplir con las normas que marca la Comisión Nacional del Agua para verterla a un cuerpo de agua superficial.

Dentro de los posibles usos para el agua ya tratada, se encuentra el de que sea vendida a Petróleos Mexicanos o a las Industrias establecidas en dicho corredor para su uso interno. Esto sería de un gran beneficio para la comunidad, ya que el consumo de esta agua reduciría el consumo de agua cruda desde el río Tamesí, que es el que alimenta directamente al sistema lagunario del Chairel. En caso de que lo anterior no sea posible, el agua ya tratada se verterá en lo que va a ser el canal intracostero o directamente al mar. Sería algo difícil usar esta agua para riego, ya que en la zona esta actividad es poco desarrollada y su conducción a los campos de cultivo quizá no sería económicamente factible, pero si posible.

2.5 Definición de los tratamientos unitarios a implementar.

Una vez realizada la caracterización del agua a tratar, de establecer los flujos para el diseño, las poblaciones y tiempo de diseño de la planta, se propondrá el tipo de tratamiento adecuado para cumplir con las normas de descarga a cuerpos acuáticos.

Como se mencionó anteriormente, el diseño de la planta de tratamiento para la ciudad de Altamira, Tamaulipas, deberá ser por especificación por parte de la COMAPA, igual en tipo de tratamiento a la de Tampico, Tamaulipas. Esto no genera ningún problema, ya que en ambos casos se trata de agua residual doméstica sin influencia de efluentes industriales aparentemente.

El sistema de tratamiento a utilizar es Tratamiento de Lodos Activados tipo Completament mezclado, con un tratamiento primario antes del proceso biológico y un manejo de los lodos posterior al mismo. Específicamente, se tendría dentro del tratamiento primario, un sistema de rejillas, luego un canal desarenador (doble), después un sedimentador primario, un tanque igualador, para después pasar al reactor biológico aireado, un sedimentador secundario, y finalmente un tanque clorador (ver diagrama de flujo de la planta). Paralelamente a este tren de unidades estará un espesador de lodos, los cuales se desecarán en un filtro prensa y los lodos secos tendrán una disposición final ya sea al relleno sanitario municipal o como abono para tierras de cultivo.

En el capítulo siguiente se presenta una breve descripción de cada uno de los procesos arriba mencionados, sin pretender ser una descripción teórica exhaustiva de los mismos.

DESCRIPCION DE LAS OPERACIONES UNITARIAS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

3.1 Unidades de pretratamiento.

Antes de que la aguas residuales sean tratadas, se requiere generalmente someterlas a un pretratamiento para adecuarlas. El propósito fundamental de esta operación consiste en retirar materiales, tales como arenas y otros residuos que pudieran dañar o interferir con el adecuado funcionamiento del equipo de las plantas de tratamiento.

El pretratamiento, como todas las demás operaciones unitarias en una planta de tratamiento de efluentes, va a ser seleccionado de acuerdo al tipo de agua a tratar, ya sea doméstica o industrial y muchas veces este puede omitirse cuando las aguas tengan una calidad relativamente buena.

Las obras de pretratamiento comúnmente utilizadas son: rejillas (de limpieza manual o mecánica), desmenuzador, canal desarenador, tanque de igualación y/o regulación.

A continuación se presenta la descripción de los procesos a utilizar en la planta de tratamiento, así como de los criterios de diseño para un buen funcionamiento de los mismos.

Rejillas de limpieza manual.- Están formadas por barras con claros de 2.5 a 5 cm. Por regla general se instalan con una inclinación de 30 a 45° con la vertical y se limpian con rastrillos. El material a retirar de esta obra consta de material grueso de cualquier tipo, generalmente trapo, papel, cartón, plástico, estopa, madera, etc. Su disposición final será en el basurero municipal.

Los criterios de diseño para las rejillas con limpieza manual se pueden resumir en la siguiente tabla:

Tabla 10 .-Criterios para el diseño de rejillas.-

<u>PARAMETRO</u>	<u>RANGO TIPICO</u>
Tamaño de la barra:	
Ancho, (mm)	5 - 15
Profundidad, (mm)	25 - 75
Separación entre barras, (mm)	25 - 50
Pendiente en relación a la vertical, (grados)	30 - 45
Velocidad de aproximación, (m/s)	0.3 - 0.6
Pérdida de carga permisible, (mm)	150

Fuente: Metcalf & Eddy, Tercera Edición, 1991

En el diseño de las rejillas debe prestarse atención al dimensionamiento de la cámara donde se alojan, con el fin de evitar los vórtices, que dificultan el buen funcionamiento del sistema. La cámara de la rejilla debe tener la sección suficiente para evitar la sedimentación de las partículas.

La pérdida de carga a través de la rejilla es una medida de la obstrucción la misma y se calcula con la ecuación propuesta por Kirschmer (Metcalf & Eddy, 1991):

$$h_L = \beta(W/b)^{4/3} h_v \text{sen } \alpha \quad (1)$$

donde

h_L , pérdida de carga,(m)

β , factor de forma de la barra

W, anchura máxima transversal en la dirección de la corriente, (m)

b, separación mínima entre barras, (m)

h_v , carga dinámica igual a $V^2/2g$

V, velocidad de paso del agua, (m/s)

g, Aceleración de la gravedad, (m/s²)

α , ángulo de la reja con la horizontal, (grados)

Tabla 11.-Valores de β (Kirschmer)

Tipo de reja	β
Rectangular con bordes agudos	2.42
Rectangular con la cara aguas arriba semicircular	1.83
Circular	1.79
Rectangular con ambas caras semicirculares	1.67

Fuente: ASCE Manual #36. Wastewater Treatment Plant Design.

A continuación se presentan dos típicas para un sistema de rejillas:

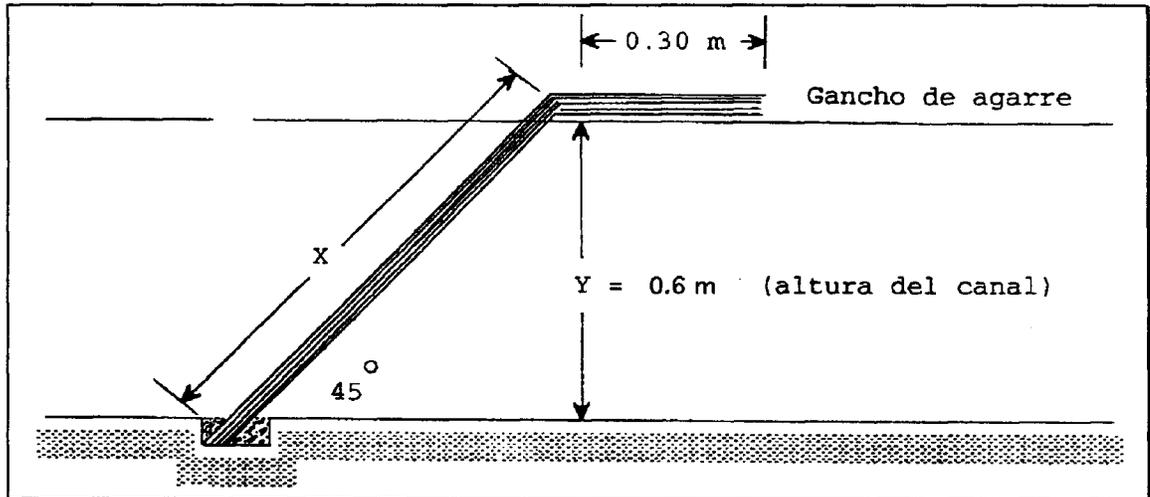


Fig 1.- Vista lateral de un sistema de rejillas.-

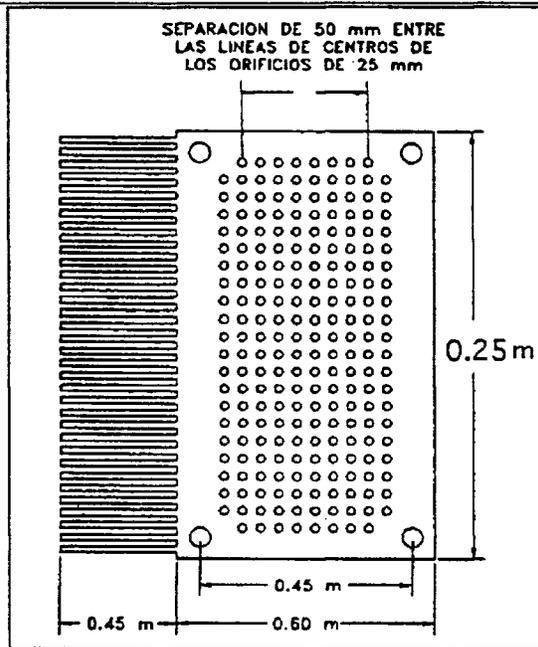


Fig. 5.- Vista en planta de un sistema de rejillas.

El material retenido en las rejillas se descompone rápidamente produciendo olores desagradables. Este material debe recolectarse en botes cubiertos, junto a las rejillas y retirarse con frecuencia para ser confinado, incinerado o pasarlo por los desmenuzadores.

Las paredes y plataformas de la rejilla deben limpiarse con chorros de manguera y mantenerse limpios. Las arenas que contengan mucha materia orgánica pueden enterrarse para impedir las molestias del mal olor.

Canal desarenador.- Las aguas residuales contienen generalmente cantidades relativamente importantes de sólidos inorgánicos como arenas, gravas y otros materiales granulares de alta densidad, comúnmente llamados sólidos sedimentables o arenillas. La cantidad puede ser muy variable dependiendo de muchos factores tales como la zona geográfica y la temporada del año.

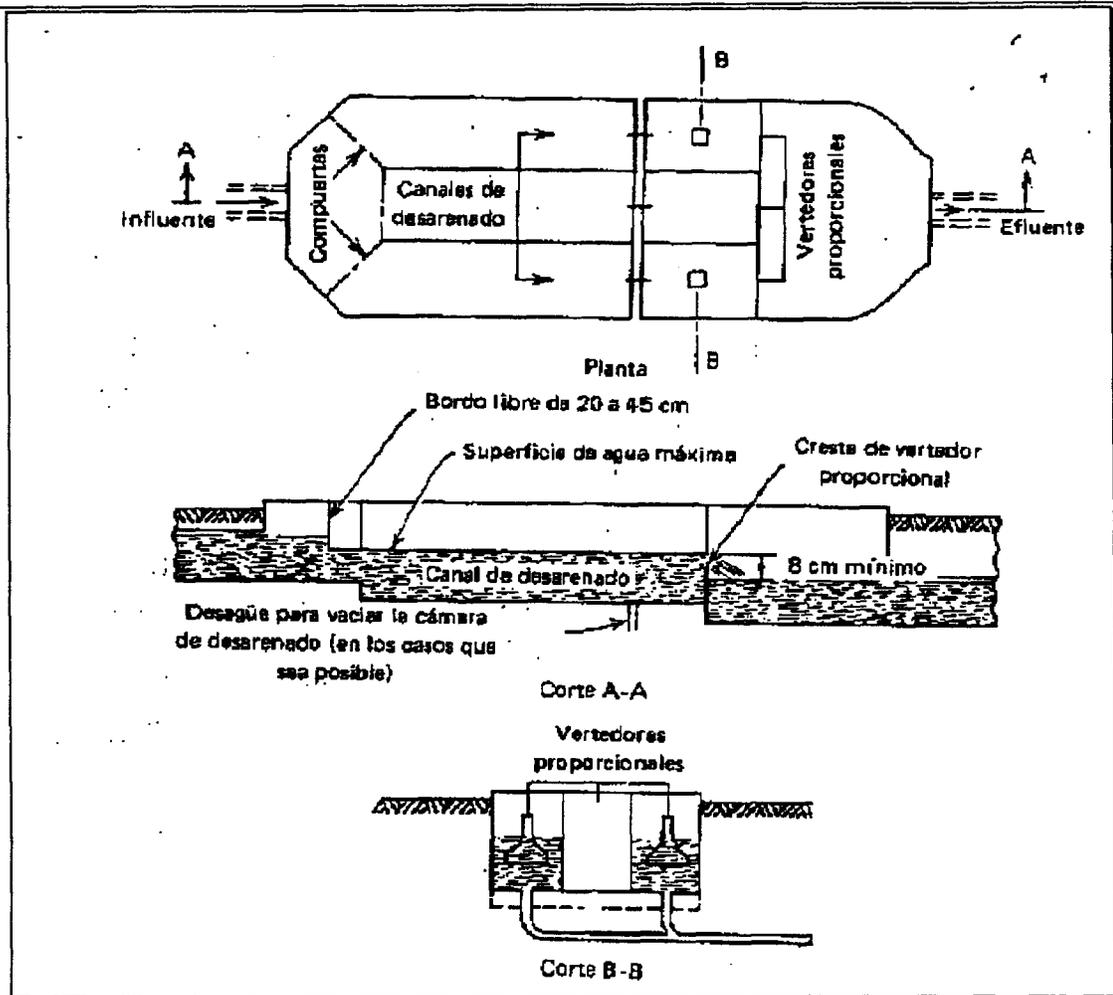
Las cámaras desarenadoras son utilizadas para (1) proteger al equipo mecánico de la abrasión y el consecuente desgaste; (2) reducir la formación de depósitos pesados en las tuberías y canales; y (3) para reducir la frecuencia de limpieza de los digestores causada por la excesiva acumulación de arenas. La remoción de arenas es esencial antes de bombas,

intercambiadores de calor , etc. Más comúnmente son localizadas después de las rejillas y antes del tanque sedimentador primario (Metcalf & Eddy, 1991).

Existen en general tres tipos de cámaras desarenadoras: las de flujo horizontal, ya sea de forma cuadrada o rectangular; aireada y del tipo vórtice. En nuestro caso utilizaremos una de flujo horizontal con dos cámaras, ya que su operación y limpieza es más sencilla. En estas, el agua fluye por la cámara en dirección horizontal y la velocidad del flujo es controlada por las dimensiones de la unidad y el vertedor final (Metcalf & Eddy, 1991).

Dentro de la cámara desarenadora se requiere tener un control de la velocidad del agua y esto se logra con la instalación de un vertedor a la salida de la cámara.

La limpieza puede ser manual o mecánica. De limpiarse manualmente, se provee espacio para el almacenamiento de arenas depositadas, requiriéndose al menos dos unidades para mantener una en operación y la otra en limpieza. A continuación se presenta un diagrama típico de una cámara desarenadora:



Teoría del Tanque Ideal.- Hazen (1904) y Camp (1946) han desarrollado ecuaciones para describir la eliminación de partículas discretas en un tanque ideal de sedimentación, suponiendo:

1. Las partículas y los vectores velocidad están igualmente distribuidos en la sección transversal del tanque.
2. El líquido se mueve lentamente como una masa ideal.
3. Cualquier partícula que choque con el fondo se elimina completamente.

Estos investigadores han sugerido que la velocidad terminal de una partícula que decanta a lo largo de una distancia igual a la profundidad efectiva del tanque y en un tiempo igual al período de permanencia, se puede comparar a una carga hidráulica superficial.

$$v_t = \text{profundidad del tanque} / \text{tiempo de permanencia} =$$

$$\text{profundidad} / (\text{volumen del tanque} / \text{caudal}) = Q/A$$

en donde Q es el caudal a través del tanque y A, es el área superficial del tanque.

Si se extrae el agua clara, con una velocidad superficial, Q/A , la partícula que decanta, debería hacerlo con una velocidad justamente opuesta a la velocidad del líquido que asciende. En estas condiciones, la partícula debería permanecer estacionaria y nunca alcanzaría el fondo del tanque. Es obvio que si la eliminación implica que primeramente la partícula alcance el fondo, entonces, la eliminación de partículas no sería posible. Así, esta carga hidráulica superficial debe considerarse como un valor mínimo crítico para la clarificación de este tamaño de partícula.

Las partículas ideales discretas que poseen velocidades de decantación mayores que v_t , serán eliminadas completamente y las partículas con velocidades menores serán eliminadas en proporción al cociente v_s/v_t , donde v_s es la velocidad de sedimentación de la partícula, como se indica en la figura 7.- (Weber, 1979).

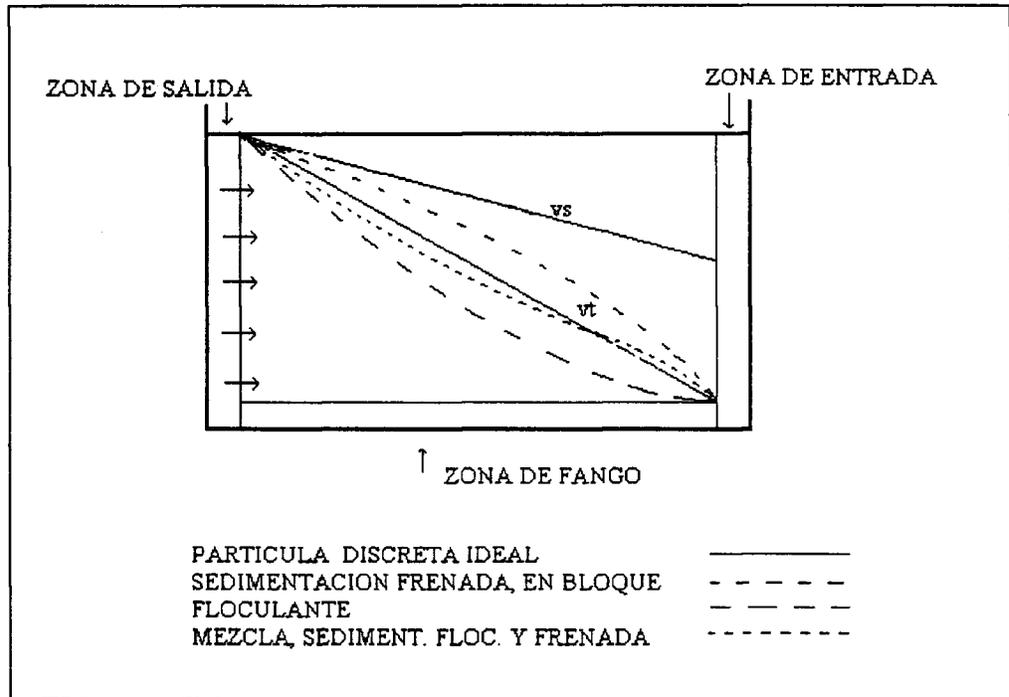


Figura 7.- Decantación partícula discreta.

Criterio de diseño para los desarenadores.- Aquí se aplica el concepto de Carga de Superficie o Velocidad de derrame, el cual implica la relación Flujo de Agua / Área superficial, es decir L^3/L^2T , interpretándose como la cantidad de flujo máxima por unidad de área superficial por unidad de tiempo.

El diseño de las cámaras desarenadoras se basa en la remoción de arenas con una gravedad específica entre 2.65 y 2.0. Se desea que la velocidad de paso del agua a través de la cámara sea lo más próxima a los 0.3 m/s.

Con el flujo de agua y la velocidad anterior obtenemos el área transversal de la cámara:

$$\text{Area transversal} = Q/0.3, \text{ y se expresa en } m^2, \text{ donde } Q \text{ es el flujo de agua a tratar.}$$

Se pretende un ancho mínimo del canal de 0.6 m, esto para hacer más cómoda la limpieza.

El área superficial se obtiene aplicando el concepto de Carga de Superficie:

$$\text{Area superficial} = Q/C.S., \text{ y se expresa en } m^2$$

Largo total del canal = 1.40 (Area superficial/Ancho). El factor 1.40 es de seguridad para la eficaz remoción de las arenas, y para tomar en cuenta la turbulencia a la entrada y salida del canal.

A continuación se presenta una tabla para obtener los valores de Máxima Carga de Superficie para canales desarenadores.

Tabla 12.- Valores de carga de superficie para desarenadores.-

<u>Tamaño de partícula</u>		<u>Carga de Superficie</u> <u>(m³/m²/d)</u>	<u>Carga de superficie</u> <u>(m³/m²/d)</u>
<u>Malla No.</u>	<u>Diámetro, mm</u>	<u>Gravedad Específica</u>	
		2.65	2.0
48	0.30	2672	1615
60	0.25	2366	1436
65	0.21	1889	1142
80	0.18	1668	1011
100	0.15	1318	800

Temperatura 15°C

Fuente: ASCE Manual #36. Wastewater Treatment Plant Design.

Caudales de agua residual y selección del método de aforo.- La medición del flujo de agua residual a tratar es de vital importancia, ya que de ello depende el dimensionamiento de las unidades de la planta de tratamiento. Además, una vez ya construida la planta es necesario llevar un control del agua que llega a la misma para que tal o cual equipo entren en funcionamiento, determinar la cantidad algún químico que se tenga que agregar al proceso, o simplemente, para llevar un control sobre el volumen de agua que se está tratando.

En este caso se utilizará un vertedero llamado Parshall, ya que la medición del flujo en él es muy sencilla, solamente tomando tirantes de agua en la garganta del vertedor y aplicando algunos factores se obtiene el flujo que pasa a través de este. La siguiente figura presenta una vista en planta y otra en corte de un medidor Parshall:

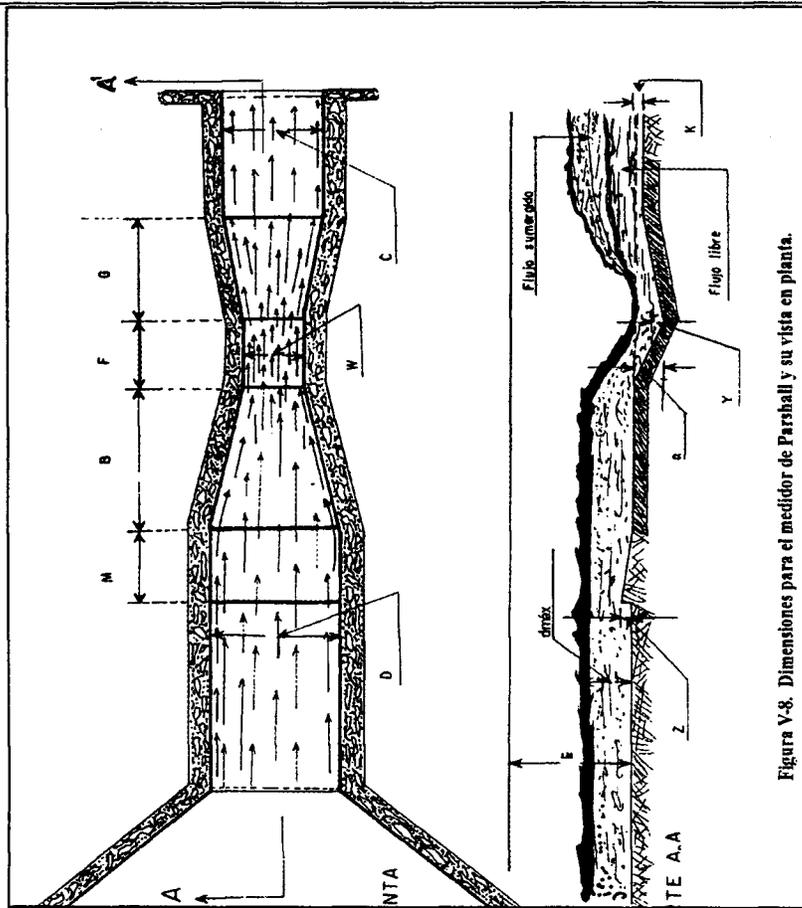


Figura V-8. Dimensiones para el medidor de Parshall y su vista en planta.

Figura 8.- Diagrama típico de un canal Parshall.

Una vez escogida la geometría del canal, para la cual se anexa una tabla para su dimensionamiento en el capítulo 4 en la sección correspondiente al diseño del canal , se aplica una de las ecuaciones siguientes para encontrar el flujo de agua según el tirante de la misma en la garganta del canal.

Ecuaciones para medición de flujo en canal Parshall.-

Tabla 13.- Ecuaciones para flujo en canal Parshall.-

<u>ANCHO DE GARGANTA</u>	<u>ECUACION</u>
3"	$Q = 0.992 H^{1.547}$
6"	$Q = 2.06 H^{1.58}$
9"	$Q = 3.07 H^{1.53}$

Fuente: Hidráulica de los Canales Abiertos, Ven Te Chow, 1982.

Igualación de flujo.-La igualación de flujo es utilizada para disminuir los problemas operacionales causados por las variaciones en el flujo, para mejorar el funcionamiento de las unidades aguas abajo y para reducir el tamaño y costo de las unidades de tratamiento que le siguen (Metcalf & Eddy, 1991).

Lo que se busca con el tanque igualador es procurar mantener un flujo de agua prácticamente constante y que se mantenga un flujo constante a través de las unidades. Se puede decir que es un amortiguador de las variaciones de flujo que ocurren durante el día y en las diferentes estaciones.

El volumen requerido para la igualación de flujo, se determina usando un diagrama de masa del influente en el que se gráfica el volumen acumulado del influente contra el tiempo del día. El flujo promedio diario, también se gráfica en el mismo diagrama y se ve como una línea recta que une el origen con el último dato en diagonal. En la figura 9 se muestran dos diagramas típicos.

Para determinar el volumen requerido del tanque, una línea paralela a la de flujo promedio, se dibuja tangente a la curva masa del influente. El volumen requerido es igual a la distancia vertical desde el punto de tangencia a la línea del flujo promedio. Si la curva masa del influente pasa por arriba de la línea del flujo promedio, se trazarán dos líneas tangentes y paralelas a la línea de flujo diario promedio el volumen requerido será la distancia vertical entre estas dos líneas.

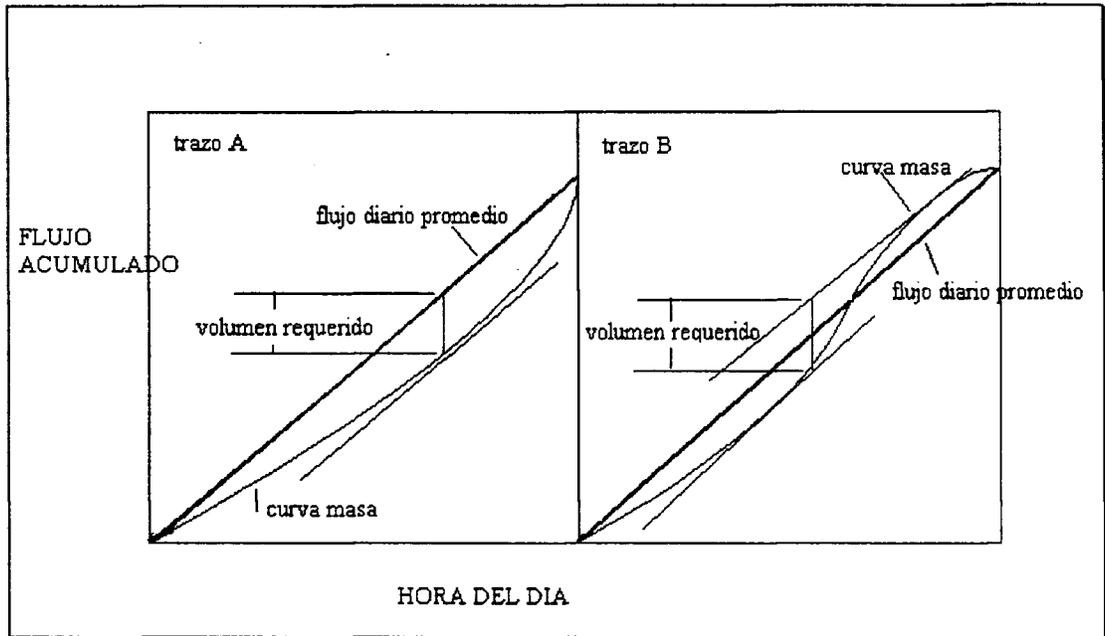


Figura 9.- Diagrama para cálculo de tanque de igualación

Según experiencia de algunos proveedores, cuando no se cuente con un registro de la variación horaria del flujo del agua, es posible dimensionar los tanques de igualación a través de considerar un volumen entre un 25 y un 35% del volumen del reactor aerobio, y de preferencia se recomienda circular para evitar zonas muertas de flujo.

3.2 Sedimentación primaria.

Cuando un líquido que contiene sólidos en suspensión es puesto en un estado relativamente quieto, aquellos sólidos con gravedad específica mayor que la del líquido tenderán a sedimentar y aquellos con gravedad específica menor que la del líquido tenderán a flotar. Estos principios son usados en el diseño de tanques de sedimentación para el tratamiento de aguas residuales. El objetivo del tratamiento por sedimentación es el de remover materia sedimentable y flotante, para reducir el contenido de sólidos suspendidos en el líquido (Metcalf & Eddy, 1991).

Los tanques de sedimentación primaria pueden proveer del principal grado de tratamiento en el agua residual o ser solo un paso preliminar para el posterior tratamiento del agua. Tanques de sedimentación primarios que preceden a procesos biológicos de tratamiento son diseñados para reducir los tiempos de detención hidráulicos y aumentar la carga de superficie que aquellos diseñados para funcionar como el único tratamiento que se le dé al agua, excepto cuando los lodos activados son retornados al tanque de sedimentación primaria para cosedimentar en este tanque.

Bases de diseño.- Si todos los sólidos en el agua residual fueran partículas discretas de tamaño uniforme, densidad uniforme y gravedad específica uniforme, la eficiencia en la remoción de estos sólidos dependería sólo del área superficial y del tiempo de detención. La profundidad del tanque no sería de mucha importancia. Como sea, los sólidos en el agua residual no son sino de naturaleza completamente heterogénea; las condiciones en que se encuentran varían desde la total dispersión hasta la completa floculación.

Normalmente, los tanques de sedimentación primarios son diseñados para proveer de un tiempo de retención de 1.5 a 2.5 horas basado en el flujo promedio de agua residual. Tanques con tiempos de retención menores (0.5 a 1 hora) tienen menor porcentaje de remoción de sólidos y son usados algunas veces cuando van antes de unidades de tratamiento biológico (Metcalf & Eddy, 1991).

Los efectos de la temperatura no son muy importantes en el diseño de estos clarificadores, aunque en climas muy fríos la viscosidad del agua aumenta y se reduce un poco la eficiencia en la remoción, por lo que se recomienda tomar factores de seguridad.

A continuación se presenta un diagrama de un sedimentador primario típico de sección circular.

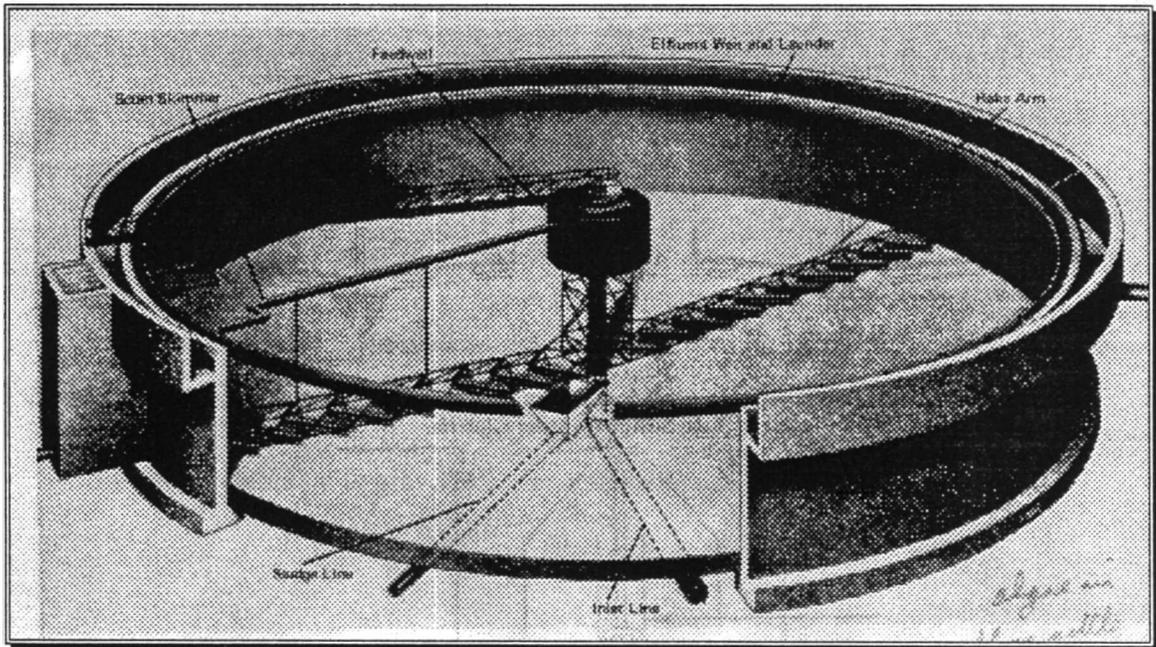


Fig. 10.- Vista esquemática de un sedimentador primario.

Tabla 14.- Criterios de diseño de sedimentadores primarios.-

<u>Parámetro</u>	<u>Rango</u>	<u>Valor</u>
Profundidad, m	3 - 5	3.6
Diámetro, m	3 - 61	12 - 45
Pendiente del fondo, mm/m	60 - 160	80
Velocidad de rastra, m/min	0.02 - 0.05	0.03
Sedimentador primario seguido por tratamiento secundario		
Tiempo de retención, h	1.5 - 2.5	2.0
Carga de superficie, m ³ /m ² -día (Metcalf & Eddy, 1991)	20 - 40	

Sedimentación de partículas discretas (tipo 1).- La decantación de una partícula discreta no floculante de una suspensión diluida puede describirse por las ecuaciones de la mecánica clásica. La sedimentación de esta partícula no está influenciada por la presencia de otras partículas y es una función solamente de las propiedades del fluido y las características de la partícula.

La figura 11 ilustra la decantación por gravedad de una partícula. La fuerza debida a la gravedad es F_w , la fuerza de empuje debida al fluido es F_B , y la fuerza friccional o de arrastre es F_D . La aceleración hacia abajo de la partícula, o la variación de su velocidad con el tiempo puede obtenerse a partir de la segunda Ley de Newton,

$$m \frac{dv_s}{dt} = F_w - F_B - F_D \quad (2)$$

en donde v_s es la velocidad de decantación lineal de la partícula, m es la masa de la partícula, y t es el tiempo.

La fuerza debida a la gravedad, que actúa sobre la partícula viene dada por,

$$F_w = \rho_s V_p g \quad (3)$$

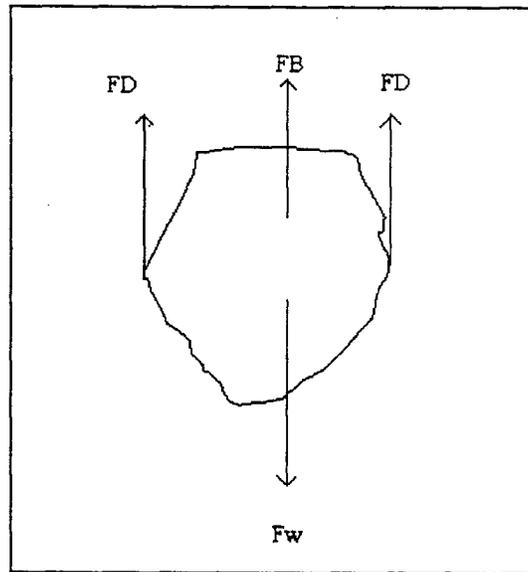


Figura 11.- Diagrama de cuerpo libre para la clarificación tipo 1.

en donde ρ_s es la densidad de la partícula, V_P es el volumen de la partícula y g la aceleración de la gravedad. La fuerza de empuje viene dada por

$$F_B = \rho_l V_P g \quad (4)$$

donde ρ_l es la densidad del fluido. La fuerza friccional o de arrastre es una función de la aspereza, tamaño, forma y velocidad de la partícula, y de la densidad y viscosidad del fluido. En base a una ecuación de cantidad de movimiento en fluidos, la fuerza de arrastre puede describirse por la ecuación:

$$F_D = C_D A_P \rho_l v_s^2 / 2 \quad (5)$$

en donde C_D es el coeficiente de arrastre adimensional de Newton y A_P es el área de la partícula proyectada en la dirección del flujo. La forma de esta ecuación no depende del número de Reynolds, aunque el coeficiente de arrastre varía con este número.

Manejando las ecuaciones anteriores y sustituyendo el valor de C_D por $24/Re$, que es el valor para flujo laminar obtenemos una expresión para la velocidad terminal,

$$v_t = g(\rho_s - \rho_l) d_p^2 / 18\mu \quad (6)$$

que es conocida como la Ley de Stokes (Weber, 1979).

Sedimentación de partículas floculentas (tipo 2).- Los sólidos en suspensión de las aguas residuales no pueden generalmente describirse como partículas discretas de peso específico conocido. En general, estos sólidos están compuestos de un amplio espectro de partículas de diferentes tamaños y características superficiales. En una masa de agua y/o agua residual en reposo, las partículas mayores decantan con velocidades más rápidas, adelantando a las partículas más finas durante su descenso. El viento, perturbaciones hidráulicas, corrientes inducidas por densidad, temperatura, etc., producen efectos de corte y turbulencias dentro del fluido y por tanto aumentan el contacto de partículas. Si cualesquiera de las partículas que interactúan tienen características aglomerantes, el crecimiento de las partículas individuales a mayores tamaños es consecuencia natural. Cuanto mayor sea la profundidad del tanque, mayor es la oportunidad de contacto entre partículas. Por tanto, para la clarificación tipo 2, la eliminación depende de la profundidad

del tanque así como de las propiedades del fluido y de las partículas. El crecimiento de las partículas individuales aumenta las velocidades de eliminación precisamente cuando se elimina rápidamente el lodo depositado en el fondo del tanque. Esto se debe que las partículas mayores reducen la proporción área superficial- masa y, por tanto, se reducen las fuerzas de fricción que se oponen a la sedimentación.

En la sedimentación simple de las aguas negras se obtiene corrientemente una reducción del 50 al 60% de la materia en suspensión para tiempos de permanencia nominales y una reducción de la carga orgánica del 30 al 35%.

La evaluación de las características de sedimentación de una suspensión puede llevarse a cabo colocando una cantidad de agua o agua residual conocida en una columna, similar a la indicada en la figura 12. Se deja decantar la suspensión bajo condiciones de reposo. Se determina la concentración de las partículas en las muestras tomadas a diferentes alturas y distintos intervalos de tiempo. La fracción de las partículas eliminadas en cada altura se utiliza para construir las líneas de igual fracción o porcentaje de eliminación tal como se ilustra en la figura 13. Estas líneas se llaman de igual concentración. Estas líneas representan el camino máximo de decantación para la eliminación indicada y la proporción profundidad-tiempo es igual a la velocidad promedio de decantación mínima.

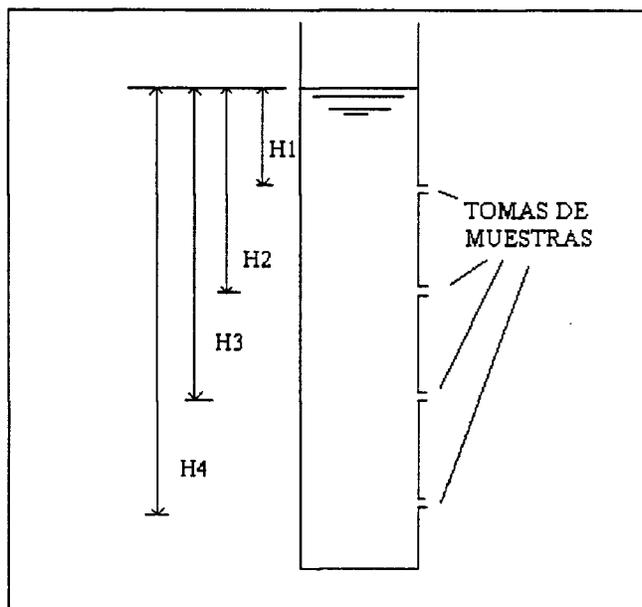


Figura 12.- Columna de sedimentación.

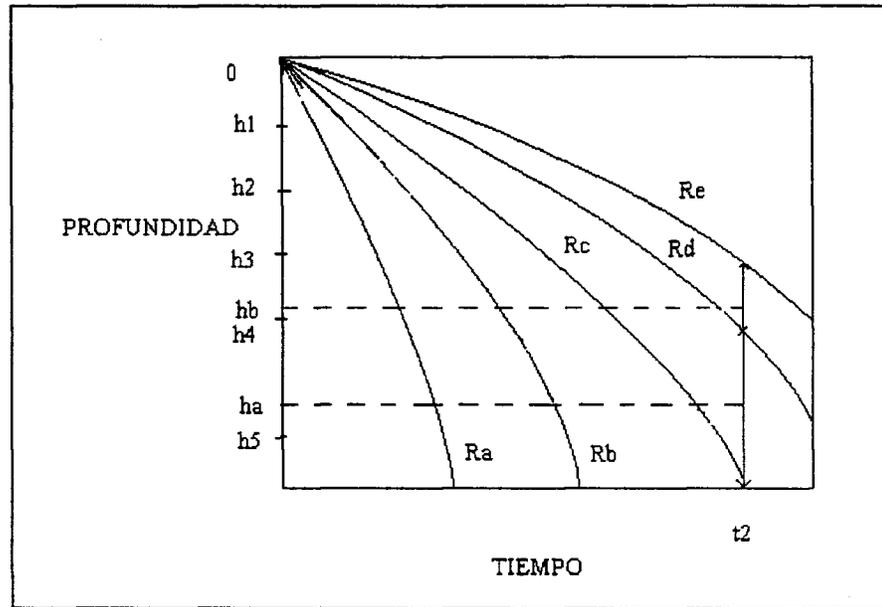


Figura 13.- Eliminación de partículas floculantes.

El rendimiento de un tanque ideal de decantación puede calcularse a partir del tipo de información suministrada por la prueba de la columna de sedimentación. Por ejemplo, supongamos un tanque con una carga superficial v_o , en donde $v_o = h_5/t_2$. Todas las partículas que tengan una velocidad de decantación igual o mayor que v_o serán eliminadas del tanque, y las partículas de menor velocidad serán eliminadas en la proporción v/v_o siempre que se trate de flujo ascendente. A partir de la figura anterior vemos que el R_d de las partículas han tenido velocidades de decantación iguales o superiores a v_o , y por tanto serán eliminadas completamente. Los sólidos comprendidos entre R_d y R_c han decantado con una velocidad promedio de h_a/t_2 y los sólidos entre R_e y R_d han decantado con una velocidad promedio de h_b/t_2 . La eliminación global puede aproximarse por la siguiente expresión: (Weber, 1979)

$$R = R_c + h_a(R_d - R_c)/t_2v_o + h_b(R_e - R_d)/t_2v_o \quad (7)$$

Especificaciones para el diseño de unidades de sedimentación primaria según la American Society of Civil Engineers (ASCE).

Pendiente del fondo: 8 al 12 % según fabricante.

Extracción del lodo:

- a.- Tolvas con ángulo entre 45° y 75°, con la horizontal.
- b.- Extracción lenta para evitar canalizaciones.
- c.- Diámetros mínimos para extraer por:
 - gravedad: mayor a 20 cms
 - presión: mayor a 15 cms
- d.- Para extraer por gravedad se requiere una carga mínima de 1 m.
- e.- Pendiente de la tubería por gravedad mayor a 3%
- f.- Bombas para lodos primarios, centrífuga con transportador helicoidal, válvulas tipo mariposa.
- g.- Para aspirar por bomba debe preverse una altura mínima de 60 cm.

Para diseñar un tanque sedimentador, se requiere de un estudio de laboratorio en la columna de sedimentación, para obtener las curvas que servirán para diseñar el clarificador, estas curvas son las de eficiencia global contra tiempo y que se describieron en la sección de sedimentación de partículas floculentas, y las de eficiencia global contra carga de superficie, que se obtiene convirtiendo la velocidad de sedimentación a carga de superficie. De la información de las curvas de diseño, seleccionando cierta eficiencia de operación, se obtienen los valores correspondientes de carga de superficie y tiempo de retención. Se considera un factor de seguridad que varía entre 1.25 y 1.75. El tiempo de retención de diseño será aquel que resulte de la gráfica multiplicado por el factor de seguridad. De igual manera, la carga de superficie de diseño será aquella obtenida de la gráfica multiplicada por el factor de seguridad. El volumen del tanque se obtiene multiplicando el flujo de agua residual por el tiempo de retención. El área se obtiene dividiendo el flujo de agua entre la carga de superficie y la profundidad dividiendo el volumen entre el área. Finalmente, las medidas se ajustan las dimensiones al tamaño comercial de las rastras.

3.3 Sistema de lodos activados tipo convencional.

La planta de tratamiento de aguas residuales que se diseñará para la ciudad de Altamira Tamaulipas, por indicaciones de la COMAPA contará con tratamiento biológico de lodos activados del tipo convencional por especificación, ya que la planta que se construirá en Tampico Tamaulipas, cuenta con este tipo de tratamiento, y se desea que ambas plantas tengan el mismo sistema de tratamiento.

Los procesos biológicos son usados para convertir la materia orgánica en flóculos biológicos y sólidos inorgánicos que puedan ser removidos en tanques sedimentadores. En muchos casos, estos procesos se utilizan en conjunción con procesos fisicoquímicos utilizando estos como tratamientos primarios (Metcalf & Eddy, 1991).

En el diseño de procesos de lodos activados, se deben tener las consideraciones necesarias para la selección del tipo de reactor, la carga orgánica, la producción de lodos, los requerimientos de oxígeno, los requerimientos de nutrientes y las características del efluente (Metcalf & Eddy, 1991).

Selección del tipo de reactor.- Uno de los principales pasos en el diseño de cualquier proceso biológico es la selección del tipo de reactor a usar en el tratamiento. Los factores operacionales que están involucrados incluyen a la cinética de la reacción que gobierna al proceso, los requerimientos de transferencia de oxígeno, la naturaleza del agua a tratar, las condiciones ambientales locales y los costos de construcción, operación y mantenimiento en conjunción con los costos del sedimentador secundario (Metcalf & Eddy, 1991).

Como se mencionó, en nuestro caso, diseñaremos un tratamiento de lodos del tipo convencional.

Criterios de carga.- Durante muchos años un gran número de parámetros empíricos y racionales han sido propuestos para el diseño y control de los procesos de lodos activados. Los dos más comúnmente utilizados son la carga orgánica (F/M) y el tiempo de residencia celular (θ_c). Nos enfocaremos específicamente al tiempo de residencia celular (Metcalf & Eddy, 1991).

La cinética microbiana que usualmente se sigue para el desarrollo de las ecuaciones para el diseño de un reactor de lodos activados se basa en la cinética de Monod (1949), de primer orden, la cual describe la relación entre la concentración residual de los nutrientes limitantes del crecimiento y la razón específica de crecimiento.

Cinética limitante:

$$\mu = \mu_m S / (K_s + S) \quad (8)$$

donde,

μ = Razón de crecimiento específico, (1/t)

μ_m = Máximo valor de μ a la concentración de saturación del sustrato limitante del crecimiento (1/t)

S = Concentración de sustrato residual, (M/L³)

K_s = Constante de saturación numéricamente igual a la concentración de sustrato a la cual $\mu = \mu_{m\acute{a}x}/2$

Haciendo un balance cinético tenemos que

Crecimiento neto = Crecimiento total - Pérdidas de biomasa por respiración endógena

$$(dx/dt)_g = (dx/dt)_T - (dx/dt)_E \quad (9)$$

donde,

$$(dx/dt)_E = K_d x \quad (10)$$

K_d : coeficiente de decaimiento microbiano (1/t), representa la pérdida de masa por respiración endógena por unidad de biomasa por unidad de tiempo.

Por otro lado,

$$(dx/dt)_T = Y (dS/dt)_u \quad (11)$$

donde,

Y : coeficiente de rendimiento en el crecimiento

$Y = dx/dS$

entonces,

$$(dx/dt)_g = Y(ds/dt)_u - Kdx \quad (12)$$

Tiempo de residencia celular, θ_c .

Es el tiempo promedio que una unidad de biomasa se mantiene en el sistema de tratamiento. Considerando la extracción de lodos en la línea de recirculación,

$$\theta_c = XV / [Q_w X + (Q - Q_w) X_e] \quad (13)$$

y

$$\theta_c = 1/\mu \quad (14)$$

Se considera a θ_c como parámetro del control del proceso.

Factor de Carga:

U, es la cantidad de sustrato por unidad de tiempo suministrado a una población,

$$U = (ds/dt)_u/x = KS/(K_s + S)$$

También es identificado como “q” y es un parámetro de control.

Establece el rango aceptado para cada tipo de proceso biológico. A cantidades menores, el sistema falla de sustrato y consecuentemente la población y eficiencia son menores. A cantidades mayores, el sistema falla por exceso de materia operando bajo condiciones de septicidad.

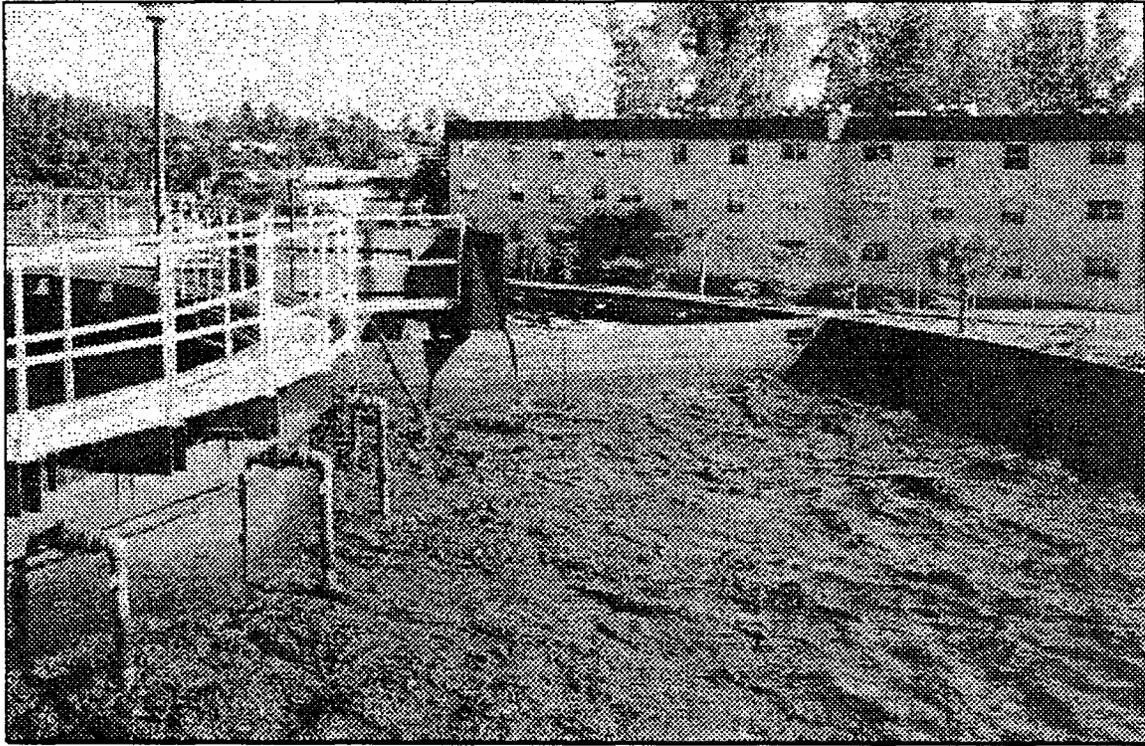


Figura 14.- Reactor aerobio utilizado en el proceso de lodos activados.

Balance de la biomasa en el sistema al estado estable

$$Q_0X_0 + [Y(dS/dt)_u - K_dX]V = Q_wX + Q_eX_e \quad (14)$$

considerando que la población X_0 y X_e son despreciables se tiene,

$$[Y(dS/dt)_u - K_dX]V = Q_wX \quad (15)$$

Manejando la ecuación anterior y la definición de θ_c , se tiene finalmente que

$$1/\theta_c = YU - K_d \quad (16)$$

3.4 Cinética de un reactor completamente mezclado con recirculación celular.

La figura 7 muestra un diagrama de flujo de un sistema completamente mezclado con recirculación celular y extracción de lodos en la línea de recirculación.

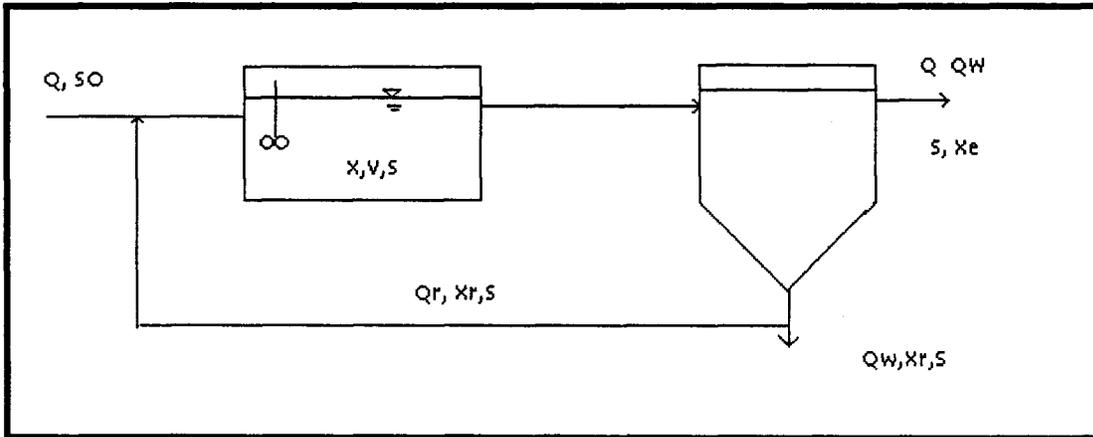


Fig. 7 .- Diagrama de flujo de un sistema biológico completamente mezclado convencional.

donde

Q_0, Q_w, Q_e : flujo de agua decantada, primaria de lodos y efluente biológico

θ_c, θ : tiempo de residencia celular y tiempo de residencia hidráulico

V : volumen del reactor de aireación

S_e, S : concentración de sustrato en el efluente y en el reactor

X_0, X, X_e, X_R : concentración de la población microbiana en el influente del sistema, en el reactor, en el efluente del sedimentador secundario y en el retorno de los lodos

dx/dt : producción de lodos

El desarrollo se basa en las siguientes suposiciones:

- La estabilización ocurre únicamente en el reactor
- El volumen considerado en el cálculo del tiempo de residencia celular, se determina considerando únicamente el volumen del reactor.

Las ecuaciones de la cinética de un reactor completamente mezclado se encuentran desarrolladas en Metcalf y Eddy, Edición 1991.

Para el diseño del tanque sedimentador secundario se aplica la teoría de la sedimentación por zona, la cual se caracteriza por contener lodos activados y suspensiones químicas floculadas que exceden los 500 mg/l. Los flóculos se adhieren entre sí y la masa sedimenta como una sábana, formando una interfase entre el flóculo y el sobrenadante. En el proceso de sedimentación se distinguen tres zonas, como se indica en la figura 16. Inicialmente, todo el lodo se encuentra a una concentración uniforme, fase A.

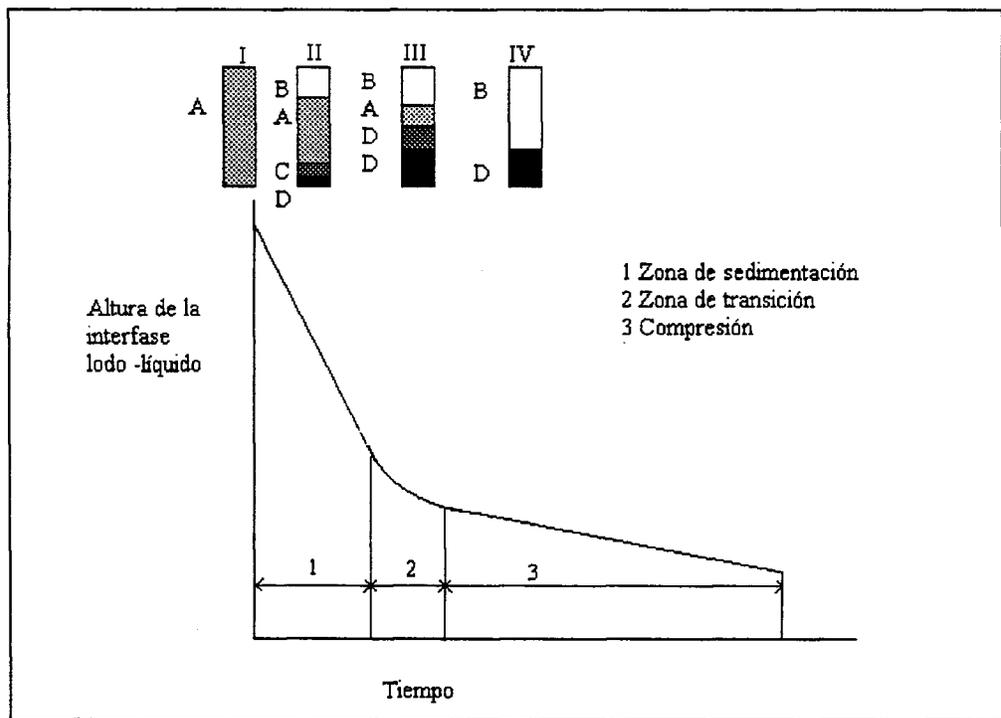


Figura 16.- Propiedades de sedimentación de un lodo floculado.

Durante el primer período de sedimentación, el lodo decanta a una velocidad uniforme. La velocidad de sedimentación es función de la concentración inicial de sólidos, A. A medida que la sedimentación avanza, los sólidos colapsados en el fondo de la unidad de sedimentación D se acumulan a una velocidad constante. C es la zona de transición a través de la cual la velocidad de sedimentación disminuye como consecuencia de un

incremento en la concentración de sólidos. La concentración de sólidos en la zona de sedimentación permanece constante hasta que la interfase se aproxima a las capas de sólidos colapsados en las capas inferiores, III, y la zona de transición ocurre. A través de la zona de transición, C, la velocidad de sedimentación disminuye debido al incremento en la densidad y viscosidad de la suspensión que rodea a las partículas. Cuando la capa de sólidos sedimentados alcanza a la interfase, se forma la zona de compresión, IV.

En la separación de suspensiones floculentas, tanto la clarificación del flujo superior y el espesamiento de los lodos en la parte inferior están involucradas. La velocidad del flujo para la clarificación requiere que la velocidad promedio de ascenso del líquido sea menor que la de sedimentación de la zona en suspensión. Los requerimientos de área superficial del tanque para el espesamiento a una concentración deseada se relacionan con la carga de sólidos en la entrada al tanque y usualmente se expresan en términos de una carga másica (kilogramos por metro cuadrado por día).

Las propiedades de sedimentación de los lodos activados pueden ser evaluados en un cilindro de un litro equipado con un agitador lento (4 o 5 revoluciones por hora). El efecto del agitador es para simular el movimiento hidráulico de las rastras en el fondo y para romper la estratificación y la floculación del lodo activado. En algunos casos, una floculación inicial se aprecia al verter el líquido al cilindro. La curva de sedimentación y compactación se genera graficando la altura de la interfase del lodo contra el tiempo de sedimentación (Eckenfelder, 1989).

Cargas de sólidos y de superficie.- A menudo es necesario prediseñar unidades de sedimentación sin contar con pruebas de la columna de sedimentación. Cuando esto ocurre, se deben usar valores publicados de cargas de sólidos y de superficie. En vista de la gran cantidad de sólidos que pueden perderse en el efluente si los criterios de diseño son excesivos, los sobreflujos en el efluente se deberán basar en las condiciones de flujo pico. Los valores de sobreflujo en la tabla siguiente son valores típicos para el diseño en unidades biológicas. Estos valores se basan en los sobreflujos de agua residual en lugar de los flujos del licor mezclado.

Tabla 15.- Criterios de diseño para sedimentadores secundarios.-

<u>Tipo de Tratamiento</u>	<u>Valor de</u>	<u>(gal/ft².d)*</u>	<u>Carga de</u>	<u>(lb/ft².h)*</u>	<u>Profundidad</u>
	<u>Sobreflujo</u>		<u>Sólidos</u>		
	<u>Promedio</u>	<u>Pico</u>	<u>Promedio</u>	<u>Pico</u>	<u>ft</u>
Sed. siguiendo lodo activado aireado	400-800	1000-1200	0.8-1.2	2.0	12-20
Sed. siguiendo lodo activado oxigenado	400-800	1000-1200	1.0-1.4	2.0	12-20
Sed. siguiendo aireación extendida	200-400	600-800	0.2-1.0	1.4	12-20
Sed. siguiendo espesador de lodos	400-600	1000-1200	0.8-1.2	2.0	10-15
Se. siguiendo contactores biológicos:					
Efluente secundario	400-800	1000-1200	0.8-1.2	2.0	10-15
Efluente Nitrificado	400-600	800-1000	0.6-1.0	1.6	10-15

Nota: gal/ft².d x 0.0407= m³/m².d
 lb/ft².h x 4.8824 = kg/m².h

Profundidad del tanque.- La profundidad del líquido en un clarificador secundario normalmente se mide en el borde del tanque circular. Esta es una medida de la efectividad en la remoción de sólidos suspendidos y de la concentración de los lodos de retorno. Se recomienda una profundidad mínima de 2.4 m para clarificadores grandes aunque profundidades hasta de 6 m han sido utilizadas.

3.5 Digestión aeróbica.

La digestión aeróbica puede definirse como la oxidación biológica de lodos orgánicos bajo condiciones aeróbicas. Es muy parecido a los procesos biológicos de lodos activados ya que los tanques de digestión y los equipos de aireación son similares. Algunas ventajas de la digestión aeróbica sobre la anaeróbica son que se tienen menos problemas operacionales, menos control de laboratorio, mucho menos concentración de DBO en el sobrenadante y menores costos de capital, aunque los requerimientos de energía son mayores y el metano no es producido.

Los digestores aeróbicos pueden operarse de manera continua o batch. Los que son continuos pueden usarse con o sin un clarificador, pero casi siempre se usan clarificadores. El sistema presentado en la figura No. 17 tiene al clarificador aguas abajo del digestor, y sirve para remover el sobrenadante que es liberado en el proceso de digestión, desde el sistema de digestión y para espesar los lodos para que el flujo de lodos sea menor. El lodo digerido, que periódicamente es removido, puede eliminarse directamente desde el digestor o de la línea de recirculación de lodos.

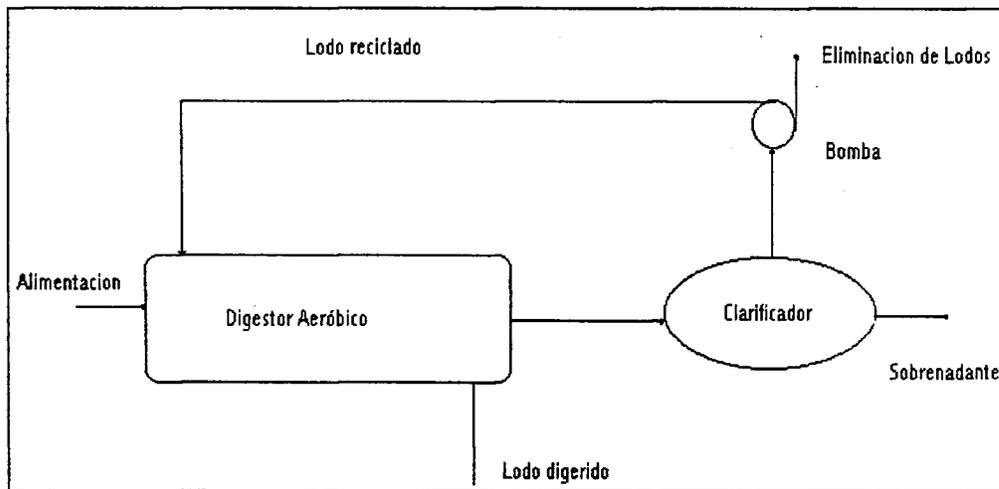


Fig. 8.- Diagrama de flujo de un sistema digestor aerobio con recirculación de lodos.

Cinética de la Oxidación Biológica Aeróbica.-

La velocidad de oxidación aeróbica de materia orgánica se ha representado por la siguiente ecuación de primer orden:

$$-(dX/dt) = K_d X \quad (25)$$

donde

dX : cambio en la materia orgánica biodegradable

dt : intervalo de tiempo

K_d : constante de decaimiento

X : concentración de materia biodegradable a un tiempo t

Resolviendo la ecuación y reordenándola se presenta así:

$$X_t/X_o = e^{-K_d t} \quad (26)$$

Los parámetros más importantes para el diseño de estas unidades se muestran en las tablas 16 y 17. El tiempo de retención hidráulico es igual al volumen del digester dividido entre el flujo de lodos a la entrada. Si se utiliza reciclo de lodos, la proporción de reciclo no es incorporada a los cálculos. El tiempo de retención hidráulico depende de la naturaleza del lodo y de la temperatura de operación.

Tabla 16.- Criterios de diseño para digestores aerobios.-

<u>Parámetro</u>	<u>Valor</u>
Tiempo de detención hidráulico, en días a 20 ° C:	
Lodos primarios y secundarios	18 - 22
Lodos activados de planta de contacto (sin lodos primarios)	16 - 18
Lodos secundarios	12 - 16
Tiempo de retención de sólidos mínimo, en días:	
Lodos primarios y secundarios	15 - 20
Lodos secundarios	10 - 15
Tiempo de retención de sólidos máximo, en días	45 - 60
Concentración de sólidos, mg/l	hasta 50,000
Carga orgánica, en lb de sólidos volátiles por ft ³ -día	0.04 - 0.20
Carga volumétrica, en ft ³ per cápita	1.5 - 4
Temperatura de operación	> 15° C
Sólidos volátiles destruidos, %	35 - 55
Requerimientos de oxígeno:	
Lodos primarios, lb O ₂ / lb DBO ₅ eliminada	1.9
Lodos secundarios, lb O ₂ / lb sólidos eliminados	2.0

Parámetro	Valor
Oxígeno disuelto mínimo, mg/l	1.0 - 2.0
Requerimientos de mezclado:	
Aereación por difusión para lodos primarios y secundarios, scfm/1000 ft ³	> 60
Aereación por difusión para lodos secundarios, scfm/ 1000 ft ³	20 - 35
Aereación mecánica para lodos primarios y secundarios, hp/1000 ft ³	0.5 - 1.25
Fuente: Peavy, Rowe y Tchobanoglous. Environmental Engineering, 1986	

La tabla anterior muestra el tiempo de retención usual a 20°C, para temperaturas diferentes, este tiempo se puede corregir con la ecuación

$$\theta_{tx} = \theta_{20} \cdot \theta^{20 - tx} \quad (27)$$

donde

θ_{tx} : tiempo de retención hidráulico en días a la temperatura x

θ_{20} : Tiempo de retención hidráulico a 20° C

La siguiente tabla muestra diferentes valores de la constante de decaimiento Kd para diferentes temperaturas:

Tabla 17.- Criterios de diseño de digestores aerobios.-

<u>Tipo de lodo</u>	<u>Temperatura °C</u>	<u>Conc. de sólidos, mg/l</u>	<u>Kd, dias⁻¹</u>
Lodos primarios y secundarios	15	32000	0.017
Lodos primarios y secundarios	20	32000	0.180
Lodos primarios y secundarios	35	32000	0.177

Fuente: Peavy, Rowe y Tchobanoglous. Environmental Engineering, 1986.

La constante de decaimiento Kd depende de la naturaleza del lodo, su concentración de sólidos y de la temperatura. La concentración de sólidos puede ser hasta de 50,000 mg/l, pero los valores usuales varían desde 25,000 a 35,000 mg/l. La carga orgánica, basada en datos limitados, deberá estar entre 0.04 y 0.20 lb de sólidos por día - ft³. Usualmente los digestores aeróbicos se diseñan basándose en el tiempo de retención hidráulico y de sólidos, pero como sea se sugiere revisar la carga orgánica. Los requerimientos de oxígeno para la digestión aeróbica de lodos primarios es de 1.9 lb de O₂ por lb de DBO₅ eliminada. Normalmente se elimina del 80 al 90 % de la DBO₅. La concentración de oxígeno disuelto deberá ser al menos de 1 a 2 mg/l para que las condiciones aeróbicas puedan mantenerse.

3.6 Criterios de diseño para las instalaciones de cloración.

Existen diferentes productos y tecnologías para realizar el proceso de desinfección del agua. Los más comunes incluyen el uso de halógenos (cloro, bromo y yodo), la luz ultravioleta, el ozono, el dióxido de cloro y otros. Sin embargo, desde su utilización por primera vez, el cloro sigue siendo el desinfectante más popular por su bajo costo, facilidad para medir su concentración en el agua, alta eficiencia para remover microorganismos patógenos y la disponibilidad de tecnologías simples para su aplicación y control.

Los productos comerciales se expenden en varias formas dependiendo de las características de cada uno. Los más importantes son los siguientes:

a) Cloro líquido envasado a presión.- Esta forma del cloro es la más económica, pero también la que requiere mayores cuidados. Los cilindros o botellones utilizados para el envase del cloro líquido son generalmente de dos capacidades: 67 kg y 1 ton. Cuando se usa cloro líquido, debe tomarse en cuenta que éste se gasifica al contacto con el aire y que tiende a almacenarse cerca del suelo, por ser más pesado que el aire. Debido a su alta toxicidad, los almacenes y estaciones de cloración deben ser ampliamente ventilados, e incluir sistemas y equipos de protección para casos de emergencia.

b) Hipoclorito de calcio.- Este producto se expende en forma granular en tambores con capacidad entre los 45 y 50 kg. Se usa en plantas pequeñas (menores a 10 l/s)

c) Hipoclorito de sodio.- Este producto se expende en forma líquida en concentraciones cercanas al 13%. Es inestable y su almacenamiento debe calcularse para períodos no mayores a un mes.

Criterios de Diseño.-

Para el cálculo del almacenamiento de los desinfectantes debe conocerse el consumo del producto de acuerdo con la capacidad de la planta. La información necesaria es la siguiente:

- a) Caudal de diseño (en l/s)
- b) Dosificación esperada (dosis mínimas y máximas en mg/l)
- c) Tiempo de almacenamiento seleccionado.

La siguiente tabla contiene los criterios de diseño de acuerdo a la experiencia en diferentes plantas:

Producto	Tiempo de Almacenamiento (meses)	Dosis (mg/l)		Concentración de la soluc. (mg/l)
		Minima	Máxima	
Cloro líquido	3-6	1	3	3,500
Hipoclor. de calcio	3-6	1.4	4.3	10,000-50,000
Hipoclor. de sodio	< 1	1.7	23.1	10,000-50,000

Fuente: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, Mayo 1992.

Tabla 20.- Criterios de diseño para el almacenamiento de productos desinfectantes.

Para el cálculo de los depósitos de almacenamiento se utiliza el siguiente balance de masas:

$$Q \times d = q \times c = W \quad (28)$$

Donde:

Q = caudal de diseño en l/s

D = dosis promedio del desinfectante entre máxima y mínima en mg/l

q = caudal de la solución de cloro en l/s

C = concentración de la solución en mg/l

W = peso requerido del desinfectante en mg/s

Dosificación de cloro líquido.-

El clorador que se emplea para dosificar este producto puede ser de dos tipos: de alimentación directa o de aplicación por medio de eyector. En ambos casos, el clorador tiene incorporado un rotámetro calibrado en kg/d o lb/d el cuál hay que calibrar dependiendo del consumo de cloro. Los sistemas aplicación de cloro con inyector son los más usados debido a que ofrecen alta precisión en la dosificación, no son muy influenciados por los cambios en la temperatura y son muy durables y de bajo costo.

El rotámetro, que forma parte del equipo, debe tener la capacidad comercial más cercana al valor calculado con la ecuación 28 arriba presentada para la dosis máxima de diseño.

El caudal (q) mínimo, que se debe suministrar para la operación del equipo debe ser el siguiente, de acuerdo con la ecuación (28):

$$q = Q \times (D/C) \quad (29)$$

donde las literales son las mismas que para la ecuación 27.

Para obtener resultados satisfactorios, es necesario un tiempo de retención de 20 a 30 minutos luego de aplicada la cloración.

3.7 Reducción de humedad de lodos.

Esta es una operación física (mecánica) usada para reducir el contenido de humedad en los lodos producidos en las operaciones de tratamiento de aguas. Algunas de las razones para efectuar esta operación son las siguientes:

1. Los costos para transportar los lodos hasta su lugar de depósito final se reducen considerablemente cuando se elimina la humedad de los lodos.
2. Los lodos deshidratados son generalmente más fácil de manejar.
3. Se requiere deshidratar los lodos antes de incinerarlos para incrementar el contenido de energía al remover el exceso de humedad.
4. Se requiere deshidratar los lodos antes de usarlos como relleno, ya que de esta forma se previenen asentamientos.

Existen varias formas de eliminar el contenido de humedad de los lodos. Algunos se fundamentan en la evaporación natural y en la percolación para deshidratar los sólidos. En los equipos de deshidratación mecánicos, se utilizan ayudas físicas para lograr la deshidratación. Estas ayudas incluyen la filtración, agitación, acción capilar, aspirado, separación centrífuga y compactación.

En nuestro caso, utilizaremos el sistema de filtración, y específicamente el mecanismo de filtro prensa de banda y que a continuación se describe.

Filtros prensa de banda.- Estos son equipos para drenado de alimentación continua de lodos que involucran la aplicación de acondicionamiento químico, drenaje por gravedad y presión directa aplicada al lodo. Estos tipos de filtros han probado ser los más efectivos para tratar las aguas residuales municipales dependiendo del flujo y cantidad.

Descripción del proceso.- En la mayoría de los filtros prensa de banda existentes, el lodo acondicionado se introduce en la sección de drenaje por gravedad donde se le permite espesar. En esta sección, es removida la mayor parte del agua libre del lodo por gravedad. En algunas unidades, esta sección es asistida por una unidad de aspirado, la cual ayuda a la

separación y reduce la emisión de olores. Posterior a la sección de drenaje por gravedad, se aplica presión en una sección de baja presión, donde el lodo es comprimido entre dos lonas. En algunas unidades, esta sección es seguida por otra de alta presión, donde el lodo es sujeto a fuerzas de corte cuando las bandas pasan por una serie de rodillos. Estas fuerzas inducen la liberación de cantidades adicionales de agua del lodo. Finalmente, el lodo drenado es separado de las bandas por medio de unas rastras metálicas.

Tabla 21.- Desempeño típico de filtros prensa de banda (Metcalf & Eddy, 1991)

Tipo de lodos,	Sólidos,%	Sólidos torta, %
Primarios	3 – 7	28 – 44
Primarios y secundarios	3 – 6	20 - 35
Primarios y espesados	3 – 6	20 – 35
Secundarios	1 – 4	12 – 20
Digeridos anaeróbicos		
Primarios	3 – 7	25 – 35
Primarios y secundarios	3 – 6	20 – 25
Secundarios	3 – 4	12 – 20
Primarios digeridos aerób.	1 – 3	12 – 20

Consideraciones para el diseño.- Los filtros prensa de banda están disponibles en anchos de banda desde 0.5 a 3.5 m. El tamaño más usual para aguas residuales municipales es de 2.0 m. Las cargas de lodos varían de 90 a 680 kg/m . hr, dependiendo del tipo de lodo y las concentraciones de la alimentación. El paso de agua a través del ancho de la banda, varía de 1.6 a 6.3 l/m . s.

DISEÑO DE LAS UNIDADES DE LA PLANTA

4.1 Diseño de las unidades de pretratamiento.

Diseño del sistema de rejilla.

La rejilla será formada con varillas redondas de 19 mm de diámetro, con separación entre ellas de 25 mm, una pendiente con la vertical de 45° y se considerará una velocidad de aproximación de 1 m/s. La limpieza de las rejillas será manual.

El cálculo de la pérdida de carga se efectúa con la fórmula

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

donde

$$\beta = 1.79 \text{ para barra circular (de la tabla 11)}$$

$$w = 19 \text{ mm}$$

$$b = 25 \text{ mm}$$

$$h_v = v^2/2g$$

Si se considera una velocidad de aproximación del agua de 1 m/s, entonces

$$h_v = (1 \text{ m/s})^2/(2)(9.81 \text{ m/s}^2) = 0.051 \text{ m}$$

$h_i = (1.79)(19\text{mm}/25\text{mm})^{4/3} (0.051 \text{ m}) \text{ sen } 45^\circ = 0.0448 \text{ m} = 44.8\text{mm} < 150 \text{ mm}$ permitidos de altura, entonces cumple con los criterios de diseño mostrados en la tabla 10.

Por lo tanto las dimensiones propuestas para la rejilla son correctas.

Diseño del canal de la rejilla.

La rejilla va colocada en el canal que conduce el agua hacia la cámara desarenadora. Las dimensiones de la rejilla son tales que permitan el flujo de agua a una velocidad de 1 m/s, quedando su sección transversal como sigue:

$$\text{Area transversal del canal de rejilla} = Q/v_{\text{paso}} = (0.212 \text{ m}^3/\text{s})/(1 \text{ m/s}) = 0.212 \text{ m}^2$$

Donde, 0.212 m³/s es el gasto de diseño obtenido en el capítulo 2, sección 2.3.3 sobre la estimación del gasto a tratar dividido en dos trenes de tratamiento.

El ancho del canal de la rejilla será igual que la del canal desarenador, propuesta de 100 cm, entonces la profundidad del canal será de:

Profundidad del canal de rejillas = A/ancho = (0.212 m²)/(1.00 m) = 0.21 m más 20 cm de libre bordo, da entonces 0.410 m. Pero para efectos de construcción, se dará una profundidad de 60 cm.

Diseño del canal desarenador.

Por el volumen de líquido a manejar, se construirá una unidad desarenadora con dos cámaras para permitir el mantenimiento de cada cámara. La limpieza será manual.

El gasto a manejar a través de cada cámara desarenadora es de 212 l/s, y se busca remover partículas con diámetro hasta de 0.18 mm con gravedad específica de 2.65.

De la tabla 12 obtenemos que para remover una partícula con las características de la que nos interesa remover, la carga de superficie a manejar es de 1668 m³/m².d

El área superficial de la cámara está dada por la expresión

$$A_{\text{sup}} = Q / C.S. = (0.212 \text{ m}^3/\text{s}) / ((1668 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d})(1 \text{ d}/86400 \text{ s})) = 10.98 \text{ m}^2$$

El área transversal se obtiene

$$A_{\text{transv}} = Q / v = (0.212 \text{ m}^3/\text{s}) / (1 \text{ m/s}) = 0.212 \text{ m}^2$$

Considerando un ancho de canal de 100 cm, la altura del mismo es:

Altura = Área transversal / Ancho = $0.212 \text{ m}^2 / 1.0 \text{ m} = 0.21 \text{ m}$ mas 20 cm de libre bordo, entonces la altura total es de 0.40. Para efectos de construcción, se tomará una profundidad del canal de 60 cm. ya que esta profundidad es la misma que el canal que aloja a la rejilla.

La longitud del canal se obtiene

$$\text{Longitud} = \text{Área superficial} / \text{Ancho} = (10.98 \text{ m}^2) / (1.0 \text{ m}) = 10.98 \text{ m} = 11.00 \text{ m}$$

La longitud anterior se multiplica por un factor de seguridad del 40% para asegurar la remoción de las partículas y protegernos por la turbulencia en la entrada y a la salida. Entonces, la longitud total quedaría

$$\text{Longitud total} = (11.00 \text{ m})(1.40) = 15.40 \text{ m.}$$

Las medidas finales del canal son

$$\text{Ancho} = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Altura} = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 15.40 \text{ m}$$

Diseño del vertedor proporcional a la salida del canal desarenador.

En un canal desarenador no aireado, el control de la velocidad del agua es provisto por medio de una sección de control. Para desarrollar esta función esta sección de control deberá variar la sección transversal en dirección del flujo en una forma directamente proporcional al flujo. Se propone utilizar una sección transversal del tipo vertedor proporcional.

Las ecuaciones para el diseño del vertedor son:

$$x = b(1 - (2/\pi)\tan^{-1}(y/a)^{0.5})$$

$$Q = b(2ag)^{0.5}(h + 2/3 a)$$

Donde,

a y b = constantes típicas del vertedero, m

y = altura del líquido, m

x = ancho del vertedero a la altura del líquido, m

Q = gasto a través del vertedero, m³/s

g = aceleración de la gravedad, m/s²

En este caso,

$$Q = 0.212 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se propone una "a" igual a 0.03 m .

Sustituyendo en las ecuaciones anteriores, tenemos que

$$0.212 = b ((2)(0.03)(9.81))^{0.5}(0.90)$$

0.213 despejando para b,

$$b = 0.31 \text{ m.}$$

$$x = (0.31)(1 - 2/\pi \tan^{-1} (y/0.03))^{0.5}$$

Proponiendo valores de y, se obtienen los respectivos valores de x,

Y	0	0.01	0.05	0.10	0.20	0.30	0.50	0.70
X	0.30	0.20	0.13	0.10	0.07	0.06	0.05	0.04

Los valores de X son en positivo y negativo, y con estos se genera el perfil del vertedor proporcional.

4.2 Diseño del tanque de amortiguamiento.

En la colección de datos para el diseño de ésta planta no se contó con la información de la variación horaria de los flujos de agua, por lo que el diseño del tanque de igualación no podrá ser de acuerdo al método sugerido por Metcalf & Eddy, 1991, sino que se hará de acuerdo a recomendaciones de los fabricantes de considerar un 25 a un 35 por ciento del volumen del reactor aerobio para el tanque, además de que deberá ser circular para evitar zonas muertas de flujo. El volumen del tanque reactor biológico es de 6631.31 m^3 , pero como son dos unidades el volumen total será el doble del antes mencionado. Tomando un valor promedio del rango sugerido por los fabricantes, se considerará un volumen del tanque igualador igual al 30% del volumen del tanque biológico, quedando de la siguiente manera,

$$\text{Volumen del tanque igualador} = (V \text{ reactor biológico})(0.30) = (6631.31 \text{ m}^3)(2 \text{ pz})(0.30) = 3978.78 \text{ m}^3$$

Este volumen es muy grande para un tanque igualador, por lo que se construirán dos, uno en cada línea de tratamiento, quedando cada uno con un volumen de 2000.00 m^3 .

Se propone una profundidad de 4.00 m, entonces el área circular del tanque queda en:

$$\text{Area del tanque igualador} = \text{Volumen del tanque} / \text{profundidad} = (2000.00 \text{ m}^3) / (4.00 \text{ m}) = 500.00 \text{ m}^2$$

Lo que nos da un diámetro de 25.23 m o 25.00 m para cada tanque igualador.

4.3 Diseño del sedimentador primario.

Se diseñarán dos sedimentadores primarios con el objetivo de que, una vez funcionando la planta, se puedan realizar labores de mantenimiento a las unidades sin detener el funcionamiento del sistema. Por otro lado, viendo las dificultades económicas de la actualidad, se pueden construir en dos etapas según el crecimiento poblacional de la ciudad.

El flujo de agua a tratar con los tanques sedimentadores es igual al flujo de diseño dividido entre dos, quedando en:

$$Q \text{ diseño} = 425 \text{ l/s}$$

$$Q \text{ diseño por tanque} = (425 \text{ l/s})/2 = 212 \text{ l/s}$$

De las gráficas obtenidas en el apéndice 2, donde se determinaron los parámetros de diseño para sedimentadores con la prueba de la columna, el tiempo de retención de diseño es de 60 minutos y tomando un factor de seguridad del 50%, tenemos un **tiempo de diseño de 90 minutos**.

La carga de superficie sobre el sistema obtenida de las gráficas es de $50 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$, la que con un factor de seguridad del 25%, nos da una carga de superficie de diseño de $40.00 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$.

El tanque sedimentador será de geometría circular, y tendrá un volumen de

$$V = Q \cdot t_d = (0.212 \text{ m}^3/\text{seg})(90 \text{ min})(60 \text{ seg/min}) = 1144.80 \text{ m}^3$$

El área del tanque se obtiene con la carga de superficie, siendo de

$$A = Q/(C.S.)_d = (0.212 \text{ m}^3/\text{s})(86400 \text{ s/d})/(40.00 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}) = 457.92 \text{ m}^2$$

La profundidad del tanque se obtiene

$$h = V/A = (1144.80 \text{ m}^3)/(457.92 \text{ m}^2) = 2.50 \text{ m}$$

y el diámetro de la unidad es de

$$\text{diámetro} = d = (4A/\pi)^{0.5} = ((4 \times 457.92 \text{ m}^2)/\pi)^{0.5} = 24.14 \text{ m} = 24 \text{ m.}$$

Remoción de DBO y sólidos.

La concentración de DBO₅ en la entrada del sedimentador es de 347.9 mg/l, y la de sólidos suspendidos totales (SST) es de 179 mg/l. De las gráficas obtenemos una eficiencia en la remoción de SST del 50 %, por lo que se remueven 89.5 mg/l. De la experiencia, sabemos que el 60 % de los SST son volátiles y podemos suponer que el 65% de estos son biodegradables, ya que no contamos con este dato de los análisis de laboratorio y podemos considerarlo como típico (Metcalf & Eddy, 1991).

Por otro lado, para pasar los datos de SST a DBO, se utiliza un factor estequiométrico igual a 1.42 mg O₂/gr SSV, y con esto podemos conocer la cantidad de DBO₅ sólida removida en el proceso.

$$\text{DBO}_5 \text{ removida} = (89.5 \text{ mg/l})(1.42)(0.6)(0.65) = 49.56 \text{ mg/l,}$$

por lo que

$$347 \text{ mg/l} - 49.56 \text{ mg/l} = 297.43 \text{ mg/l pasan al reactor biológico.}$$

Lo que arroja una eficiencia del sedimentador en la remoción de 15%, un poco baja, pero aceptable.

Producción de lodos.

La cantidad de lodos secos producidos por día a una eficiencia en la remoción del 50% se tiene,

$$(212 \text{ l/s})(179 \text{ mg/l})(0.50)(86400 \text{ s/d})(1 \text{ kg}/1 \times 10^6 \text{ mg}) = 1639.35 \text{ kg/d}$$

Asumiendo una gravedad específica de 1.03 y un 4% de contenido de sólidos, el volumen de lodos húmedos es,

$$V = (1639.35 \text{ kg/d}) / ((1.03 \text{ gr/cm}^3)(0.04)(1 \text{ kg}/1000 \text{ gr})(1 \times 10^6 \text{ cm}^3/\text{m}^3)) = 39.39 \text{ m}^3/\text{d} \\ = 0.456 \text{ l/s}$$

Diseño de los vertederos del sedimentador primario.

Para el diseño de los vertedores en el sedimentador se recurre al uso del concepto carga hidráulica en vertedores, la cual según Metcalf & Eddy, 1991, debe estar en un rango de 124 y 496 m³/m.d. Para nuestro caso proponemos una carga igual a 400 m³/m.d.

Se cuenta con una longitud actual de vertedero igual al perímetro del sedimentador, $2\pi r$, o sea,

$$P = (2)(\pi)(12\text{m}) = 75.40 \text{ m}$$

La longitud requerida de vertedero viene dada por la expresión

$$L \text{ req. } Q / C.H. = ((212 \text{ l/s}) (86400 \text{ s/d})(1 \text{ m}^3/1000 \text{ l})) / (400 \text{ m}^3/\text{m.d}) = 45.79 \text{ m}$$

que es menor a la longitud actual, entonces, la carga hidráulica actual sobre el vertedero es

C.H. = $((212 \text{ l/s}) (86400 \text{ s/d})(1 \text{ m}^3/1000 \text{ l})) / (75.40 \text{ m}) = 242.92 \text{ m}^3/\text{m.d.}$ misma que es aceptable, ya que queda dentro del rango de 124 y 496 $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$ propuesto anteriormente.

Se proponen muescas en el vertedero del tipo triangular a 90° con una separación centro a centro de la muesca de 25 cm, se tienen entonces 4 muescas por metro lineal, lo que nos da una cantidad total de muescas de

$$(4 \text{ muescas/m})(75.4 \text{ m}) = 301.60 \text{ muescas,}$$

pero para dejar espacio en los extremos del vertedero, se tendrán 295 muescas.

El flujo de agua clarificada a través de cada muesca es

$$Q \text{ en cada muesca} = Q \text{ salida del clarificador} / \text{número de muescas} = (212 \text{ l/s} - 0.456 \text{ l/s})/295 = 0.7171 \text{ l/s}$$

El tirante de agua en cada muesca viene dado por la expresión

$$Q = (8/15)C_D(2g)^{0.5}\tan(\theta/2)h^{5/2}$$

y para una abertura de 90 grados, la expresión se reduce a

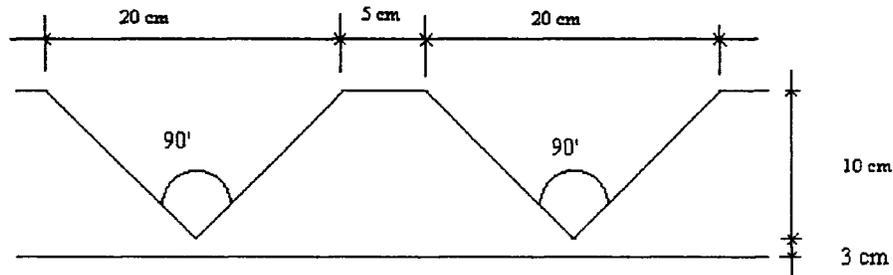
$$Q_{90^\circ} = (0.55 h^{5/2}) ;$$

donde

$$h = (Q/0.55)^{2/5} = ((0.0008634 \text{ m}^3/\text{s})/(0.55))^{2/5} = 0.075 \text{ m} = 7.5 \text{ cm}$$

Se dejan 2.5 cm de libre bordo, quedando un tirante total de 10 cm.

En la figura siguiente se muestra un detalle del vertedero.



Diseño de los vertedores del sedimentador primario.

Fig. 19.- Detalle de las muescas en vertedero perimetral del sedimentador primario.

Diseño del canal de efluente primario.

Se propone que el tubo de desagüe de lodos primarios lleve un tirante del 60% del diámetro total, es decir $Q_h/Q_d = 0.60$. Lo anterior con la finalidad de que el agua fluya libremente. De las tablas de Manning obtenemos que con un flujo Q_h de 409 l/s, el gasto Q_d es de 609 l/s. Con estos datos entramos a las tablas del tubo con diámetro 45.7 cm y para un gasto de 609 l/s requerimos de una pendiente de 42 milésimas.

El canal de desagüe perimetral al tanque descarga a una caja conectada a un tubo de 45.7 cm de diámetro ahogado en la caja. De acuerdo a que el tubo tenga un tirante de agua máximo del 60% en el flujo máximo, se tiene una profundidad de 27.42 cm en la parte menos profunda del canal. La profundidad máxima en el canal se obtiene mediante la fórmula:

$$y_1 = (y_2^2 + 2(q'L.N)^2/gb^2y_2)^{0.5}$$

donde,

y_1 = profundidad del agua aguas arriba, m

y_2 = profundidad del agua en la garganta a una distancia L del punto y_2 , m

q' = descarga por unidad de longitud del vertedero en flujo pico, $m^3/s.m$

b = ancho del canal, m

N = número de lados por donde el canal recibe agua (uno o dos)

g = aceleración de la gravedad, m/s^2

En nuestro caso, los valores de estas variables vienen dadas por,

$$y_2 = 0.2742 \text{ m}$$

$$q = 0.409 \text{ m}^3/s; \quad q' = (0.409 \text{ m}^3/s)(2)/(62.83 \text{ m}) = 0.013 \text{ m}^3/s.m$$

b = se propone un ancho de 50 cm en el canal.

N = un lado

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

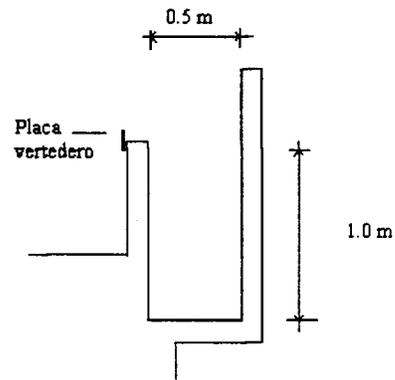
$$y_1 = \left((0.2742)^2 + (2)((0.013 \text{ m}^3/s.m)(31.41 \text{ m})^2) / ((9.81 \text{ m/s}^2)(0.5 \text{ m})^2(0.2742 \text{ m})) \right)^{0.5}$$
$$= 0.75 \text{ m}$$

Se propone un 15% más de profundidad para absorber las pérdidas por fricción mas 15 cm de libre bordo, quedando en

$$h = (0.75 \text{ m})(1.15) + 0.15 \text{ m} = 1.01 \text{ m} = 1.0 \text{ m}.$$

En la siguiente figura se puede observar el diseño del canal de efluente primario:

Fig. 20 Corte del canal de desagüe del sedimentador primario.



Diseño del canal de desagüe del sedimentador primario.

Igual como se propuso en el sedimentador primario, el tratamiento biológico constará de dos unidades, para poder dar mantenimiento a las mismas. Los datos para el diseño del reactor son:

DBO₅ a la entrada del reactor: 297.43 mg/l

Se requiere una DBO₅ a la salida menor a 30 mg/l (req. COMAPA)

Temperatura de operación 20°C

Q = 212 l/s - 0.456l/s = 211.54 l/s de entrada al sistema biológico.

Se supone que no hay entrada de SSV al sistema.

Se proponen los siguientes valores:

Concentración de biomasa en el reactor: 3000 mg/l

Concentración de biomasa en el retorno de lodos: 10000 mg/l

Los valores de θ_c entre 5 y 15 días, se propone 10 días.

Régimen hidráulico completamente mezclado.

Coefficientes cinéticos típicos para agua residual doméstica, según Metcalf y Eddy, 1994:

$Y = 0.6 \text{ mg SSV/mg DBO}_5 \text{ utilizado}$

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

$\text{DBO}_5 = 0.65 \text{ DBO}_u$

$\text{DBO}_5 \text{ que entra al reactor} = \text{DBO}_5 \text{ entrada al sistema} - \text{DBO}_5 \text{ removida en sed.}$

Primario

$347.90 \text{ mg/l} - 49.56 \text{ mg/l} = 297.43 \text{ mg/l}$

Estimación de la DBO₅ soluble en el efluente:

La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) especifica una concentración de SST en los efluentes de 30 mg/l. En nuestro caso tenemos que el 60% de los SST son volátiles y de éstos el 65% son biodegradables. Entonces, la porción biodegradable en el efluente es:

$\% \text{ biodegradable en efluente} = (\text{SST})(\% \text{SSV})$

$$\% \text{ biodegradable en efluente} = (30 \text{ mg/l})(0.60)(0.65) = 11.70 \text{ mg/l}$$

La DBO_u de los sólidos biodegradables en el efluente sólidos biodegradables en el efluente es:

$$(0.65)(30.0 \text{ mg/l})(0.60)(1.42 \text{ mg O}_2 \text{ usado/ mg células Oxidada}) = 16.62 \text{ mg/l}$$

La DBO₅ de los sólidos suspendidos en el efluente es:

$$(16.62 \text{ mg/l})(0.65) = 10.80 \text{ mg/l}$$

La DBO₅ soluble en el influente que escapa al tratamiento es:

$$(0.60)(30.0 \text{ mg/l}) = S + 10.80 \text{ mg/l}$$

$$S = 7.20 \text{ mg/l}$$

Determinación de la eficiencia del tratamiento:

$$E = (S_0 - S/S_0)(100)$$

a) basado en la DBO₅ soluble:

$$E_s = (297.43 \text{ mg/l} - 7.20 \text{ mg/l})(100)/(297.43 \text{ mg/l}) = 97.58 \%$$

b) la eficiencia global del tratamiento:

$$E_{\text{Tot}} = ((297.43 \text{ mg/l} - (30.0 \text{ mg/l})(0.60))(100)/(297.43 \text{ mg/l}) = 93.94 \%$$

Cálculo del volumen del reactor:

$$V_r = (\theta c Q Y (S_0 - S)) / (X(1 + K_d \theta c))$$

$$V_r = (10 \text{ d})(211.56 \text{ l/s})(0.6)(297.43 \text{ mg/l} - 7.20 \text{ mg/l})(86400 \text{ s/d}) / ((3000 \text{ mg/l}) * (1 + (0.06)(10 \text{ d}))(1000 \text{ l/m}^3))$$

$$V_r = 6631.31 \text{ m}^3$$

Proponiendo una profundidad del reactor de 6.1 m (20 pies), requerimos de un área superficial de

$$A_s = (6631.31 \text{ m}^3) / (6.0 \text{ m}) = 1087.10 \text{ m}^2$$

Lo que nos da una sección rectangular de 35.00 m por 31.00 m.

Producción de lodos:

$$DX/dt = XV_r/\theta_c = (3000\text{mg/l})(6631.31\text{ m}^3)(10^3\text{l/m}^3)(1\text{ kg}/10^6\text{ mg})/(10\text{ d}) = 1989.40\text{ kg SSV/d}$$

Considerando que el 60.00 % de los sólidos son volátiles:

$$(1989.40\text{ kg/d})/(0.60) = 1193.64\text{ kg/d}$$

Extracción de lodos del sistema.

Estos se extraerán de la línea de retorno de lodos, y considerando despreciable la concentración de biomasa en el efluente, tenemos:

$$\theta_c = V_r X/Q_w X_r = ((6631.31\text{ m}^3)(3000\text{ mg/l})/((Q_w)(10000\text{ mg/l})) = 10\text{ d}$$

$$Q_w = 198.93\text{ m}^3/\text{d} = 2.30\text{ l/s}$$

Cálculo de la razón de recirculación:

$$X(Q + Q_r) = X_r Q_r$$

$$3000(Q + Q_r) = 10000 Q_r$$

$$Q_r/Q = 0.43 \quad \text{entre } 0.25 \text{ y } 0.5 \text{ ok.}$$

$$Q_r = (211.56\text{ l/s})(.43) = 90.97\text{ l/s}$$

$$\text{Flujo del reactor al sedimentador} = Q(1+R) = (211.56\text{ L/S})(1 + 0.43) = 302.53\text{ l/s}$$

$$\text{Flujo del sedimentador secundario al clorador de agua limpia} = Q - Q_w$$

$$Q_e = 211.56\text{ l/s} - 2.30\text{ l/s} = 209.26\text{ l/s}$$

Tiempo de retención hidráulico:

$$\theta = Vr/Q = (6631.31 \text{ m}^3)/((0.212 \text{ m}^3/\text{s})(86400 \text{ s/d})) = 0.36 \text{ d} = 8.6 \text{ hrs}$$

Requerimiento de oxígeno basado en la DBO_u :

$$\text{Kg O}_2/\text{d} = (\text{dF}/\text{dt})_u - 1.42 \text{ dX}/\text{dt}$$

$$(\text{dF}/\text{dt})_u = (297.43 \text{ mg/l} - 7.20 \text{ mg/l})(212 \text{ l/s})(86400 \text{ s/d})(\text{kg}/10^6 \text{ mg})/(0.65) = 8178.60$$

kg DBO_u cons/d

$$\text{kg O}_2/\text{d} = 8178.60 \text{ kg/d} - (1.42 \text{ kg DBO}_u/\text{kg SSV})(1989.40 \text{ kg SSV/d}) = 5353.65$$

kg O_2/d

Factor de carga U:

$$U = (\text{dF}/\text{dt})/X = (297.43 \text{ mg/l} - 7.20 \text{ mg/l})(212 \text{ l/s})(86400 \text{ s/d})/((3000 \text{ mg/l})(6,631,310 \text{ l})) = 0.26$$

Entre 0.2 y 0.4 ok.

4.5 Diseño del sedimentador secundario.

Concentración inicial de sólidos: 3000 mg/l

Conc. del lodo espesado: 10000 mg/l

La altura inicial de la interfase ocurrió a 150 cm de altura.

El flujo de entrada al sedimentador es el que resulta de sumar el flujo de entrada al reactor biológico más el flujo de recirculación, quedando:

$$Q = 212 \text{ l/s} + 91.16 \text{ l/s} = 303.16 \text{ l/s}$$

Utilizando la relación entre concentraciones y alturas tenemos que,

$$H_u C_u = C_o H_o, \text{ de donde } H_u = C_o H_o / C_u$$

$$H_u = (3000 \text{ mg/l})(1.50 \text{ m}) / (10000 \text{ mg/l}) = 0.45 \text{ m}$$

De la curva de sedimentación obtenemos que el $t_u = 31.63 \text{ min.}$, entonces el área requerida para el espesamiento de los lodos viene dada por la relación:

$$A_e = Q t_u / H_o = (303.16 \text{ l/s})(31.63 \text{ min})(60 \text{ min/s})(\text{m}^3/1000 \text{ l}) / (1.50 \text{ M}) = 383.55 \text{ m}^2$$

Aplicando un factor de escalamiento al resultado anterior de 1.50, el área de espesamiento resultante queda de 575.33 m^2 .

El área requerida para la clarificación viene dada por la relación

$$A_c = (2.0)(Q/v_o)$$

La velocidad v_o se obtiene de la curva de sedimentación, mediante la pendiente de la curva al inicio de la misma, quedando:

$$m = (90 - 150) / (23 - 16) = 8.57 \text{ cm/min} = 5.14 \text{ m/hr}$$

Determinación de la velocidad de clarificación.

Como la clarificación es proporcional al volumen de líquido por encima de la zona de lodos, el gasto puede estimarse con:

$$Q_c = Q (h_o - h_u) / h_o = (303.16 \text{ l/s})(150 \text{ cm} - 45 \text{ cm}) / (150 \text{ cm}) = 212.21 \text{ l/s}$$

Entonces,

$$A_c = (212.21 \text{ l/s})(\text{m}^3/1000 \text{ l})(3600 \text{ s/hr}) / (5.14 \text{ m/hr}) = 148.63 \text{ m}^2$$

El área de espesamiento controla al sistema por ser mayor.

Determinación de la carga de sólidos.-

Concentración de sólidos por día = $(303.16 \text{ l/s})(3000 \text{ mg/l})(\text{kg}/ 10^6 \text{ mg})(86400 \text{ s/d})=$
78579 kg/d

Carga de sólidos al sistema = $(78579 \text{ kg/d})/(575 \text{ m}^2) = 136 \text{ kg/m}^2.\text{d}$; entre 94 y
140 ok

Carga hidráulica = $(303.16 \text{ l/s})(\text{m}^3/1000 \text{ l}) (86400 \text{ s/d})/575 \text{ m}^2) = 45.5 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$

Suponiendo un tiempo de residencia de 2 horas, el volumen del tanque es:

$$V = Qt_d = ((303.16 \text{ l/s})(120 \text{ min})(60 \text{ s/min}))/ (1000 \text{ l/m}^3) = 2182.75 \text{ m}^3$$

Y la profundidad,

$$h = V/A = (2182.75 \text{ m}^3)/(575 \text{ m}^2) = 3.8 \text{ m.}$$

Lo que nos da un diámetro del tanque de 27.0 m

Diseño de los vertederos del sedimentador secundario.

Para el diseño de los vertedores en el sedimentador se recurre al uso del concepto carga hidráulica, la cual según Metcalf & Eddy, 1991, debe estar en un rango de 124 y 496 $\text{m}^3/\text{m}.\text{d}$. Para nuestro caso proponemos una carga igual a 496 $\text{m}^3/\text{m}.\text{d}$.

Se cuenta con una longitud actual de vertedero igual al perímetro del sedimentador, $2\pi r$, o sea,

$$P = (2)(\pi)(13\text{m}) = 84.8 \text{ m}$$

La longitud requerida de vertedero viene dada por la expresión

$$L \text{ req. } Q / C.H. = ((303.16 \text{ l/s}) (86400 \text{ s/d})(1 \text{ m}^3/1000 \text{ l})) / (496 \text{ m}^3/\text{m}.\text{d}) = 52.8 \text{ m}$$

que es menor a la longitud actual, entonces, la carga hidráulica actual sobre el vertedero es

$$C.H. = ((303.16 \text{ l/s}) (86400 \text{ s/d})(1 \text{ m}^3/1000 \text{ l})) / (84.8 \text{ m}) = 308.74 \text{ m}^3/\text{m.d.} \quad \text{ok.}$$

Se proponen muescas en el vertedero del tipo triangular estandar a 90° con una separación centro a centro de la muesca de 25 cm, se tienen entonces 4 muescas por metro lineal, lo que nos da una cantidad total de muescas de

$$(4 \text{ muescas/m})(84.8 \text{ m}) = 340 \text{ muescas,}$$

pero para dejar espacio en los extremos del vertedero, se tendrán 335 muescas.

El flujo de agua clarificada a través de cada muesca es

$$Q \text{ en cada muesca} = Q \text{ salida del clarificador} / \text{número de muescas} = (303 \text{ l/s} - 91.16) / 335 = 0.632 \text{ l/s}$$

El tirante de agua en cada muesca viene dado por la expresión

$$Q = (8/15)C_D(2g)^{0.5}\tan(\theta/2)h^{5/2},$$

y para una abertura de 90 grados, la expresión se reduce a

$$Q_{90^\circ} = (0.55 h^{5/2}) ;$$

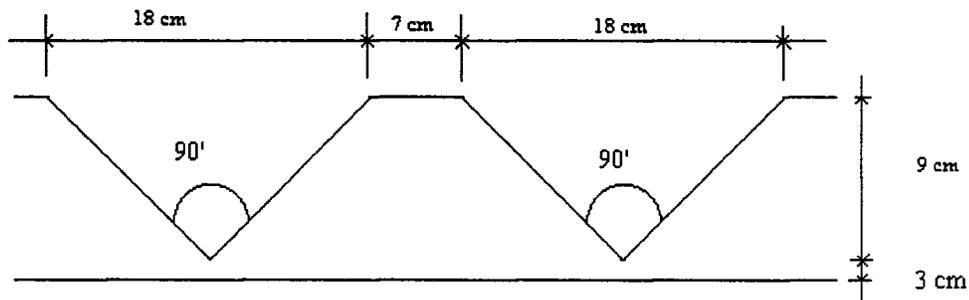
donde

$$h = (Q/0.55)^{2/5} = ((0.000632 \text{ m}^3/\text{s})/(0.55))^{2/5} = 0.066 \text{ m} = 6.6 \text{ cm}$$

Agregando 2.4 cm más de altura a cada muesca, quedando una altura total de 9 cm.

En la figura siguiente se muestra un detalle del vertedero.

Fig. 21.- Diseño de las muescas en vertedero perimetral del sedimentador secundario.



Diseño de los vertedores del sedimentador secundario

Diseño del canal de desagüe.

Se propone que el tubo de desagüe lleve un tirante del 60% del diámetro total, es decir $Q_h/Q_d = 0.60$. Lo anterior con la finalidad de que el agua fluya libremente y que tenga una holgura por cualquier eventualidad. De las tablas de Manning obtenemos que con un flujo Q_h de 409 l/s, el gasto Q_d es de 609 l/s. Con estos datos entramos a las tablas del tubo con diámetro 45.7 cm y para un gasto de 609 l/s requerimos de una pendiente de 42 milésimas.

El canal de desagüe perimetral al tanque descarga a una caja conectada a un tubo de 45.7 cms de diámetro ahogado en la caja. Proponiendo que el tubo tenga un tirante de agua máximo del 60% en el flujo pico, se tiene una profundidad de 27.42 cm en la parte menos profunda del canal. La profundidad máxima en el canal se obtiene mediante la fórmula:

$$y_1 = (y_2^2 + 2(q'L.N)^2/gb^2y_2)^{0.5}$$

donde,

y_1 = profundidad del agua aguas arriba, m

y_2 = profundidad del agua en la garganta a una distancia L del punto y_2 , m

q' = descarga por unidad de longitud del vertedero en flujo pico, $m^3/s.m$

b = ancho del canal, m

N = número de lados por donde el canal recibe agua (uno o dos)

g = aceleración de la gravedad, m/s^2

En nuestro caso, los valores de estas variables vienen dadas por,

$$y_2 = 0.2742 \text{ m}$$

$$q = 0.409 \text{ m}^3/s; \quad q' = (0.409 \text{ m}^3/s)(2)/(62.83 \text{ m}) = 0.013 \text{ m}^3/s.m$$

b = se propone un ancho de 50 cm en el canal.

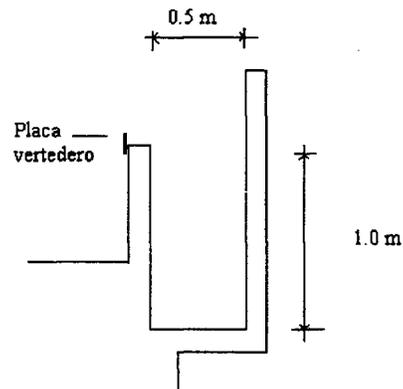
N = un lado

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$y_1 = \left((0.2742)^2 + (2)((0.013 \text{ m}^3/s.m)(31.41 \text{ m})^2) / ((9.81 \text{ m/s}^2)(0.5 \text{ m})^2(0.2742 \text{ m})) \right)^{0.5} \\ = 0.75 \text{ m}$$

Se propone un 15% más de profundidad para absorber las pérdidas por fricción mas 15 cm de libre bordo, quedando en

$$h = (0.75 \text{ m})(1.15) + 0.15 \text{ m} = 1.01 \text{ m} = 1.0 \text{ m}.$$



Diseño del canal de desagüe del sedimentador secundario.

Fig. 21.- Corte del canal de desagüe del sedimentador secundario.

4.6 Diseño de la estación de cloración.

Se desea diseñar una estación de cloración para una planta de tratamiento con los siguientes datos:

- a) Caudal de diseño: del sed. Secundario salen 209.13 l/s
- b) Rango de dosificación a utilizar: $D_{min} = 1 \text{ mg/l}$, $D_{max} = 3 \text{ mg/l}$
- c) Dosis promedio: $D = 2 \text{ mg/l}$

Tiempo de almacenamiento según tabla 20 de 3 a 6 meses: para nuestra estación tomaremos 3 meses (90 días).

Cálculo del peso de cloro requerido en el período de almacenamiento:

$$W = Q \times T \times D = (209.13 \text{ l/s})(90 \text{ d})(2 \text{ mg/l})(86400 \text{ s/d})(1/10^6 \text{ kg/mg}) = 3252.40 \text{ kg}$$

Cálculo del número de cilindros para almacenar: peso de un cilindro es 250 kg

$$N = (W/P) = (3252.40 \text{ kg})/(500 \text{ kg/cilindro}) = 6.50 \text{ cilindros} = 7 \text{ tanques.}$$

Cálculo del caudal mínimo de agua requerido para la operación del eyector: este se calcula con la siguiente fórmula,

$$q = (Q \times D_m)/(C)$$

sustituyendo valores tenemos,

$$q = (209.13 \text{ l/s})(2 \text{ mg/l})/(3,500 \text{ mg/l}) = 0.12 \text{ l/s}$$

La capacidad requerida del equipo viene dada por la ecuación

$$W = Q \times D_m$$

$$W = (209.13 \text{ l/s})(2 \text{ mg/l}) = 418.26 \text{ mg/s}$$

4.7 Diseño del filtro prensa de banda

Los lodos que se van a desecar con este filtro provienen principalmente del sedimentador primario (lodos primarios) y del sedimentador secundario (lodos secundarios). Los datos que se tienen para el diseño de este filtro son los siguientes:

Gasto,

$$Q \text{ del sedimentador primario} = 0.456 \text{ l/s}$$

$$Q \text{ del sedimentador secundario} = 2.43 \text{ l/s}$$

$$Q \text{ total} = 2.886 \text{ l/s}$$

Contenido de sólidos del espesador (supuesto típico) = 8 %

El filtro va a operar 8 horas diarias, 6 días a la semana..

El filtro soporta una carga de sólidos de 600 kg/m . h (rango típico 90 a 680)

Se pide una concentración de sólidos en la torta de 30 %, una concentración de sólidos en el agua de filtrado de 0.10 por ciento.

La gravedad específica del lodo en la alimentación, en la torta desecada y en el agua de filtrado son, 1.02, 1.07 y 1.01, respectivamente.

El flujo de agua de filtrado es 2.0 l/s . m de ancho de banda

Primero, calculamos la producción promedio de lodos semanales:

$$\text{Lodo húmedo} = (2.886 \text{ l/s})(7 \text{ d/semana})(1 \text{ kg/l})(1.02)(86,400 \text{ s/d}) = 1,780,361 \text{ kg/sem}$$

$$\text{Lodo seco} = (1,780,361 \text{ kg/sem})(0.04) = 71,214 \text{ kg/semana}$$

Luego, se calcula el flujo de sólidos en base horaria y diaria en un horario operativo de 6 días con 8 horas.

$$\text{Producción diaria} = (71,214 \text{ kg/sem})/(6 \text{ d/sem}) = 11,869 \text{ kg/d}$$

$$\text{Producción horaria} = (11869 \text{ kg/d})/(8 \text{ hr/d}) = 1,483 \text{ kg/hr}$$

El tamaño del filtro prensa de banda queda:

$$\text{Ancho de la banda} = (1,483 \text{ kg/hr}) / (600 \text{ kg/m} \cdot \text{hr}) = 2.47 \text{ m} = 2.50 \text{ m de ancho.}$$

Para calcular la eficiencia en la remoción de sólidos, hay que derivar ecuaciones para saber cuanto sólido se queda en el filtro y cuanto se va en el agua de filtrado. Se genera un balance de sólidos y un balance de líquido.

a) ecuación para el balance de sólidos.

Sólidos en la alimentación = sólidos en la torta + sólidos en el agua de filtrado

$$11,869 \text{ kg/d} = (S \text{ l/d})(1 \text{ kg/l})(1.07)(0.30) + (F \text{ l/s})(1 \text{ kg/l})(1.01)(0.001)$$

$$11,869 \text{ kg/d} = 0.321 S + 0.00101 F$$

donde S = flujo de lodos en la torta, l/d

F = flujo de lodos en agua de filtrado, l/d

b) ecuación para el flujo de agua.

Flujo de lodos + flujo de agua de retrolavado = flujo agua de filtrado + flujo en torta

$$\text{Flujo diario de lodos} = (2.886 \text{ l/s})(86,400 \text{ s/d}) = 249,350 \text{ l/d}$$

$$\text{Flujo de agua de retrolavado} = (2.0 \text{ l/s} \cdot \text{m})(2.5 \text{ m})(3600 \text{ s/hr})(8 \text{ hr/d}) = 144,000 \text{ l/d}$$

$$249,350 + 144,000 = 393,350 = F + S$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones,

$$S = 35,755 \text{ l/d}$$

$$F = 357,595 \text{ l/d}$$

Finalmente, la eficiencia en la recuperación de sólidos es:

$$\text{Eficiencia} = \frac{(\text{sólidos en la alimentación} - \text{sólidos en agua de filtrado}) \cdot 100}{(\text{sólidos en la alimentación})}$$

$$= \frac{[(11,869 \text{ kg/d}) - (357,595 \text{ l/d})(1 \text{ kg/l})(1.01)(0.001)] \cdot 100}{(11,869 \text{ kg/d})} = 96.95 \%$$

Para facilidad del cálculo, selección y construcción de las tuberías a presión de la planta, se identificaron todas las líneas en el diagrama de tuberías e instrumentación con un código que nos permita reconocer el tipo de fluido que se maneja, el diámetro de la línea, el material de la tubería y un número consecutivo que indique el área de la planta en la que se localiza.

El código utilizado se forma de la siguiente manera:

AAA - BBB - C" – DD

donde: AAA es el tipo de fluido, conforme a la tabla siguiente:

ACL	Agua clorada
AFL	Agua filtrada
ANE	Aguas negras sin tratamiento
ARE	Agua recuperada del proceso
CL	Solución de hipoclorito de sodio
ESP	Espumas de sedimentadores
LAC	Lodos activados
LOD	Lodos

BBB es el número consecutivo por área

C es el diámetro del tubo en pulgadas

DD es el material del tubo y accesorios, conforme a la tabla siguiente:

AC	Acero al carbón tipo API 5-L
AI	Acero inoxidable tipo 304

El material seleccionado para cada tubería depende de lo corrosivo que sea el fluido a manejar, apoyados en tablas como la publicada en el libro referido. Con éste criterio, se determinó utilizar acero al carbón comercial para todos los fluidos que se manejan en la planta, con excepción de las tuberías con hipoclorito de sodio, las cuales se recomienda utilizar acero inoxidable tipo 304.

Para especificar el diámetro de las tuberías presurizadas, se utilizó el método propuesto en el libro “Design for Chemical and Petrochemical Plants” de Ernest E. Ludwig, editado por Gulf Publishing Coompany, 1974, el cual se apoya en tablas contenidas en el libro “Flow of Fluids”, papel técnico No. 410, editado por Crane, 1969.

El método referido consiste en:

1) Conociendo el flujo que manejará la línea, proponer un diámetro de tubería “inicial” con base en velocidades recomendadas según la aplicación de la línea. En éste caso, para líneas de agua limpia y soluciones o suspensiones de baja concentración, se recomienda una velocidad promedio en la tubería de 3 a 8 pies por segundo cuando la línea se encuentre en el lado de succión de bombas, y de 7 a 10 pies por segundo cuando se encuentre del lado de descarga de las bombas.

2) Con apoyo del plano de arreglo de tuberías, determinar la longitud de tubería y los accesorios (codos, tees, reducciones, válvulas, etc.) que se requieran según la trayectoria a seguir por el fluido.

3) Calcular las pérdidas por fricción en cada una de las líneas de tubería y compararlas con valores recomendados para asegurar un equilibrio entre el costo de inversión inicial y el costo de energía consumida por el bombeo.

4) En caso de resultar fuera de valores recomendados, proponer un nuevo diámetro “inicial”. En caso contrario, fijar el diámetro calculado como definitivo.

Conforme al método descrito, la primera línea en el diagrama de tuberías e instrumentación es la succión de las bombas de los tanques igualadores, identificada como ANE - 001 - 2" - AC.

1.- Conociendo que el flujo a manejar es de $212.0 \text{ lps} = 3360.8 \text{ GPM}$, con apoyo en la tabla de referencia (tabla 2.2 en página 53 del libro mencionado) se selecciona un diámetro de tubería de 20" que nos da una velocidad de 4.04 pies por segundo para un flujo de 3,500 GPM, conforme a la velocidad recomendada anteriormente. Igualmente se lee que las pérdidas por fricción por cada 100 ft de tubería deben ser del orden de 0.101 PSI.

2.- Con ayuda del plano de arreglo de tuberías, se determinó que en el caso de que se conecte la succión de la bomba BO - 1 - 01 al tanque Igualador TI - 2 - 01, se requieren 30 pies de tubería recta, 1 contracción del tanque a la tubería, 3 codos de 90 grados, una tee en ángulo, 3 válvulas de compuerta totalmente abiertas y una expansión súbita a la entrada de la bomba.

3.- Utilizando la tabla A-30 del libro de Crane, se determina la longitud equivalente para cada tipo de accesorios, considerando una tubería cédula 40 con diámetro interno de 18.814", quedando como sigue:

Tabla 18.- Longitud equivalente de accesorios.

Accesorio	L/D equivalente	Cantidad	Longitud Equivalente (ft)
Contracción inicial	25	1	39
Codo de 90 grados	30	3	142
Tee en ángulo	60	1	94
Válvula de compuerta	13	3	61
Expansión súbita al final	50	1	78
Tubería recta	1	6	30
Longitud Equivalente Total			444 ft

Por otra parte, para calcular las pérdidas por fricción en cada 100 ft de tubería, se utiliza la fórmula de Darcy:

$$\Delta P/100 = 0.1294 f \rho v^2 / d$$

en la que $\Delta P/100$ = Pérdidas por fricción en 100 ft. de tubo, en PSIG.

f = Factor de fricción.

ρ = Densidad del fluido en libras por pie cúbico.

v = Velocidad del fluido en la tubería, en pies por seg.

$v = 6.475 (\text{Flujo en lps}) / d^2$

d = Diámetro interno de la tubería en pulgadas.

Para determinar el valor del factor de fricción, se debe verificar si se presenta flujo laminar ó turbulento, calculando el No. de Reynolds conforme a la fórmula:

$$Re = 123.9 (d v \rho) / \mu$$

en la que Re = Número de Reynolds, adimensional.

μ = viscosidad del fluido en centipoises.

Utilizando propiedades del agua a una temperatura promedio de 20° C,

$$\rho = 62.3 \text{ lb/ft}^3$$

$$\mu = 1.0 \text{ centipoises}$$

Haciendo los cálculos correspondientes, y usando la gráfica A-25 del libro Flow of Fluids, se determinan los siguientes valores:

Q	d	v	Re	f	$\Delta P/100$	L eq.	ΔP tot.
212.0	18.814	3.878	563,200	0.0138	0.089	444	0.3947

4.- La velocidad calculada resulta dentro del rango recomendado en las referencias mencionadas. La pérdida total resulta menor a 1.0 PSI, valor recomendable para tuberías en el lado de succión de bombas. Por ello, se concluye que el diámetro seleccionado de 20" es correcto.

Repitiendo los cálculos mostrados anteriormente, se preparó la siguiente lista en la que se relacionan todas las tuberías requeridas en la planta, en la que se presentan los datos principales.

Tabla 19.- Diseño de las tuberías de la planta.-

Capítulo 4.- Diseño de las unidades de la planta de tratamiento.

NOMBRE	SERVICIO	CONECTA DESDE	CONECTA HASTA	MATE- RIAL	DENS lb/ft ³	VISC cP	DIAM. NOM.	DIAM. INT.	FLUJO L/S	VEL. FT/SEG	No. Re x 10 ³	FACTOR FRICC.	ΔP/100 LB/IN ²	L EQUIV FT	PERDIDS LB/IN ²
ANE-001-20 -AC	AGUAS NEGRAS	TI-1-01	BO-1-01	AC	62.3	1.0	20	18.81	212.00	3.88	563.2	0.0142	0.092	443.9	0.41
ANE-002-20 -AC	AGUAS NEGRAS	TI-2-01	BO-2-01	AC	62.3	1.0	20	18.81	212.00	3.88	563.2	0.0142	0.092	443.9	0.41
ANE-003-14 -AC	AGUAS NEGRAS	BO-1/2-01	SP-2-01	AC	62.3	1.0	14	13.12	212.00	7.97	807.3	0.0142	0.554	988.9	5.48
ANE-004-14 -AC	AGUAS NEGRAS	ANE-003-18-AC	SP-1-01	AC	62.3	1.0	14	13.12	212.00	7.97	807.3	0.0142	0.554	1058.9	5.87
LAC-101-24 -AC	LODOS ACTIVADOS	RE-1-01	BO-1-05	AC	62.3	1.0	24	22.63	302.53	3.83	668.3	0.0136	0.071	777.8	0.55
LAC-102-16 -AC	LODOS ACTIVADOS	BO-1-05	SS-1-05	AC	62.3	1.0	16	15.00	302.53	8.71	1,008.0	0.0137	0.558	1042.5	5.82
LAC-201-24 -AC	LODOS ACTIVADOS	RE-2-01	BO-2-05	AC	62.3	1.0	24	22.63	302.53	3.83	668.3	0.0136	0.071	777.8	0.55
LAC-202-16 -AC	LODOS ACTIVADOS	BO-2-05	SS-2-05	AC	62.3	1.0	16	15.00	302.53	8.71	1,008.0	0.0137	0.558	775.0	4.32
LOD-001-4 -AC	LODOS	EL-0-01	BO-0-01	AC	74.8	1.5	4	4.03	7.57	3.02	75.2	0.0204	0.448	89.7	0.40
LOD-002-3 -AC	LODOS	BO-0-01	FP-0-01	AC	74.8	1.5	3	3.07	7.57	5.21	98.7	0.0204	1.744	426.8	7.44
LOD-101-4 -AC	LODOS	SP-1-01	BO-1-02/3	AC	74.8	1.5	4	4.03	8.48	3.39	84.2	0.0204	0.562	127.4	0.72
LOD-102-3 -AC	LODOS	BO-1-02/3	EL-0-01	AC	74.8	1.5	3	3.07	8.48	5.83	110.5	0.0202	2.167	566.5	12.28
LOD-103-12 -AC	LODOS	SS-1-01	BO-1-07/8	AC	74.8	1.5	12	11.94	93.40	4.24	312.8	0.0164	0.239	299.7	0.72
LOD-104-8 -AC	LODOS	BO-1-07/8	LOD-106-4-AC	AC	74.8	1.5	8	7.98	93.40	9.49	467.9	0.0160	1.748	278.1	4.86
LOD-105-8 -AC	LODOS	LOD-104-16-AC	LSE-101-18-AC	AC	74.8	1.5	8	7.98	90.97	9.25	455.7	0.0160	1.658	780.0	12.94
LOD-106-3 -AC	LODOS	LOD-104-16-AC	EL-0-01	AC	74.8	1.5	3	3.07	9.10	6.26	118.6	0.0202	2.494	321.8	8.03
LOD-201-4 -AC	LODOS	SP-2-01	BO-2-02/3	AC	74.8	1.5	4	4.03	8.48	3.39	84.2	0.0204	0.562	127.4	0.72
LOD-202-3 -AC	LODOS	BO-2-02/3	EL-0-01	AC	74.8	1.5	3	3.07	8.48	5.83	110.5	0.0202	2.167	566.5	12.28
LOD-203-12 -AC	LODOS	SS-2-01	BO-2-07/8	AC	74.8	1.5	12	11.94	93.40	4.24	312.8	0.0164	0.239	299.7	0.72
LOD-204-8 -AC	LODOS	BO-2-07/8	LOD-206-4-AC	AC	74.8	1.5	8	7.98	93.40	9.49	467.9	0.0160	1.748	278.1	4.86
LOD-205-8 -AC	LODOS	LOD-204-16-AC	LSE-201-18-AC	AC	74.8	1.5	8	7.98	90.97	9.25	455.7	0.0160	1.658	780.0	12.94
LOD-206-3 -AC	LODOS	LOD-204-16-AC	EL-0-01	AC	74.8	1.5	3	3.07	9.10	6.26	118.6	0.0202	2.494	321.8	8.03
ESP-001-3 -AC	ESPUMAS	TE-0-01	BO-0-02	AC	56.1	1.2	3	3.07	6.00	4.13	73.3	0.0216	0.870	68.8	0.60
ESP-002-2 -AC	ESPUMAS	BO-0-02	LOD-002-3-AC	AC	56.1	1.2	2	2.07	6.00	9.09	108.8	0.0206	5.978	232.0	13.87
ESP-101-3 -AC	ESPUMAS	SP-1-01	BO-1-04	AC	56.1	1.2	3	3.07	4.50	3.10	55.0	0.0212	0.480	78.8	0.38
ESP-102-2 -AC	ESPUMAS	BO-1-04	TE-0-01	AC	56.1	1.2	2	2.07	4.50	6.82	81.6	0.0212	3.461	863.0	29.87
ESP-103-3 -AC	ESPUMAS	SS-1-01	BO-1-09	AC	56.1	1.2	3	3.07	4.50	3.10	55.0	0.0212	0.480	98.8	0.47
ESP-104-2 -AC	ESPUMAS	BO-1-09	TE-1-01	AC	56.1	1.2	2	2.07	4.50	6.82	81.6	0.0212	3.461	487.5	16.87
ESP-201-3 -AC	ESPUMAS	SP-2-01	BO-2-02/3	AC	56.1	1.2	3	3.07	4.50	3.10	55.0	0.0212	0.480	78.8	0.38
ESP-202-2 -AC	ESPUMAS	BO-2-02/3	TE-1-01	AC	56.1	1.2	2	2.07	4.50	6.82	81.6	0.0212	3.461	863.0	29.87
ESP-203-3 -AC	ESPUMAS	SS-2-01	BO-2-09	AC	56.1	1.2	3	3.07	4.50	3.10	55.0	0.0212	0.480	98.8	0.47
ESP-204-4 -AC	ESPUMAS	BO-2-09	TE-1-01	AC	56.1	1.2	4	4.03	4.50	1.80	41.9	0.0236	0.137	579.9	0.80
AIR-001-6 -AC	AIRE DE BAJA PRESION	SO-0-01	AIR-002-6-AC	AC	0.501	0.02	6	6.07	50.00	8.80	165.6	0.0181	0.015	614.3	0.09
AIR-002-4 -AC	AIRE DE BAJA PRESION	AIR-001-6-AC	RE-2-01	AC	0.501	0.02	4	4.03	25.00	9.99	124.7	0.0196	0.031	324.3	0.10
AIR-003-4 -AC	AIRE DE BAJA PRESION	AIR-001-6-AC	RE-1-01	AC	0.501	0.02	4	4.03	25.00	9.99	124.7	0.0196	0.031	324.3	0.10
AFL-001-2 -AC	AGUA FILTRADA	FP-0-01	TF-0-01	AC	62.3	1.0	2	2.07	6.00	9.09	145.1	0.0206	6.643	68.1	4.52

Capítulo 4.- Diseño de las unidades de la planta de tratamiento.

AFL-002-3 -AC	AGUA FILTRADA	TF-0-01	BO-0-03	AC	62.3	1.0	3	3.07	6.00	4.13	97.7	0.0206	0.922	102.4	0.94
AFL-003-2 -AC	AGUA FILTRADA	BO-0-03	CL-0-01	AC	62.3	1.0	2	2.07	6.00	9.09	145.1	0.0206	6.643	141.7	9.41
CL-001-2 -AC	SOLUCION DE CLORO	TC-0-01	BO-0-04	A.INOX.	62.3	1.0	2	2.07	1.50	2.27	36.3	0.0259	0.522	45.5	0.24
CL-002-1 -AC	SOLUCION DE CLORO	BO-0-04	CL-0-01	A.INOX.	62.3	1.0	1	1.05	1.50	8.83	71.5	0.0251	15.026	246.8	37.08

Para facilitar el cálculo o selección de los equipos de la planta, se identificaron en el diagrama de tuberías e instrumentación con un código que nos permita reconocer el tipo de equipo que se trata, así como el área de la planta en la que se localiza, utilizando el siguiente código:

XX - Y - ZZ

donde: XX es el tipo de equipo conforme a la siguiente tabla:

RE	Rejillas de recepción de efluentes
CD	Canales Desarenadores
VE	Vertedero Parshall de Medición
TI	Tanques Igualadores de Recepción
BO	Bombas
SP	Sedimentadores Primarios
RE	Reactores Biológicos Aereados
SS	Sedimentadores Secundarios
TE	Tanque de Espuma
EL	Espesador de Lodos
FP	Filtro Prensa de Lodos
TF	Tanque de Agua Filtrada
TC	Tanque de Cloro
CL	Clorador
Y	Identifica el tren de tratamiento 1,2 o equipo común a ambos con un 0
ZZ	es un número consecutivo para cada tipo de equipo

4.9 Selección de bombas.

Conforme a lo descrito en el libro “Design for Chemical and Petrochemical Plants” de Ernest E. Ludwig, editado por Gulf Publishing Coompany, 1974, mencionado anteriormente, para aplicaciones con flujo a manejar en el rango de 0 a 600 galones por minuto y con carga hidráulica de 225 Ft. máximo, se recomienda el uso de bombas del tipo centrífugo. Específicamente en el manejo de agua limpia o con porcentajes medianos de sólidos en suspensión, lo más recomendable es el uso de bombas centrífugas con impulsor abierto, succión y voluta sencillas, con cuerpos de acero al carbón e impulsores de bronce o de baja aleación.

Para detallar la selección de una bomba, se deben especificar adicionalmente sus condiciones de operación y su carga hidráulica, así como la potencia requerida del motor.

Según el procedimiento descrito en el libro referido, para la bomba con código BO - 1 - 01 que transfiere aguas negras del Tanque igualador TI - 1 - 01 al Sedimentador Primario SP - 1 - 01, se especifican las siguientes:

Condiciones de Operación:

Fluido: Agua Influyente
Flujo: 212.0 lps
Temperatura: ambiente (25 °C)
Densidad: 1.0 gr/cm³
Viscosidad: 1.0 centiPoises
Material cuerpo: Acero al Carbón
Conexiones: Bridadas 125#

Carga Hidráulica:

Diferencia de altura del nivel mínimo de succión al centro de la bomba: 4.2 mts

Diferencia de altura del nivel máximo a la descarga al centro de la bomba: 4.4 mts

Pérdidas por fricción en línea de succión: Línea ANE-001-20"-AC 0.029 Kg/cm²

Pérdidas por fricción en línea de descarga: Línea ANE-004-20"-AC 0.413 Kg/cm²

Pérdidas por accesorios en línea de descarga: Medidor de Flujo 0.350 Kg/cm²

Equivalencia en altura de las pérdidas por fricción:

$$\Delta H_{f_s} = 10 \times \Delta P / \text{Densidad} = 10 \times 0.03 / 1.0 = 0.3 \text{ mts}$$

$$\Delta H_{f_d} = 10 \times 0.41 / 1.0 = 4.1 \text{ mts}$$

$$\Delta H_{f_a} = 10 \times 0.35 / 1.0 = 3.5 \text{ mts}$$

$$\text{Carga Hidráulica Total} = 0.3 + 4.1 + 3.5 + 4.4 - (-4.2) = 16.5 \text{ mts}$$

Aquí ΔH_{f_s} representa la carga de la bomba requerida para vencer las pérdidas por fricción en la tubería de succión, ΔH_{f_d} es la carga de la bomba requerida para vencer las pérdidas por fricción en la tubería de descarga, y ΔH_{f_a} es la carga requerida en la bomba para vencer las pérdidas generadas por filtros, instrumentos o accesorios instalados en el circuito de tubería.

La potencia requerida en el motor de la bomba se puede calcular utilizando una eficiencia global que depende del diseño de cada fabricante, pero que para aplicaciones similares debe ser de 70% aprox:

$$\text{BHP} = \text{Flujo en lps} \times \text{Cabeza total en mts} \times \text{Densidad en Kg/lt} / (76.069 \times \text{eff.})$$

$$\text{BHP} = 212.0 \times 16.5 \times 1.0 / (76.069 \times 0.7) = 61.39 \text{ HP}$$

Repetiendo los cálculos mostrados anteriormente, se preparó la siguiente lista en la que se relacionan todas las bombas requeridas en la planta, en la que se presentan los datos principales.

NOMBRE	SERVICIO	CONECTA DESDE	CONECTA HASTA	FLUJO LPS	DENS Kg/lt	ΔH SUCC mts	ΔP SUCC Kg/cm ²	ΔH DESC mts	ΔP DESC Kg/cm ²	ΔP ACCS Kg/cm ²	ΔP BOMBA Kg/cm ²	CARGA EN mts	HP CALC.
BO-0-01	LODOS	EL-0-01	FP-0-01	7.57	1.2	-0.200	0.028	2.200	0.523	2.500	3.339	27.8	4.43
BO-0-02	LODOS	TE-0-01	FP-0-01	6.00	1.2	-0.200	0.042	2.200	0.975	2.500	3.805	31.7	4.00
BO-0-03	AGUA FILTRADA	TF-0-01	CL-0-01	6.00	1.0	-0.300	0.066	1.500	0.662		0.908	9.1	0.95
BO-1-01	AGUAS NEGRAS	TI-1-01	SP-1-01	212.00	1.0	-4.200	0.029	4.400	0.413	0.350	1.652	16.5	61.39
BO-1-02	LODOS	SP-1-01	EL-0-01	8.48	1.2	-0.200	0.051	3.700	0.863		1.382	11.5	2.05
BO-1-03	LODOS	SP-1-01	EL-0-01	8.48	1.2	-0.200	0.051	3.700	0.863		1.382	11.5	2.05
BO-1-04	ESPUMAS	SP-1-01	TE-0-01	6.82	0.9	2.100	0.027	3.700	2.100		2.271	25.2	2.71
BO-1-05	LODOS ACTIVADOS	RE-1-01	SS-1-01	302.53	1.0	-5.800	0.039	3.700	0.409		1.398	14.0	74.13
BO-1-07	LODOS	SS-1-01	EL-0-01	93.40	1.2	-0.200	0.050	3.700	1.251		1.769	14.7	28.96
BO-1-08	LODOS	SS-1-01	EL-0-01	93.40	1.2	-0.200	0.050	3.700	1.251		1.769	14.7	28.96
BO-1-09	ESPUMAS	SS-1-01	TE-0-01	6.82	0.9	1.100	0.033	3.700	1.186		1.453	16.1	1.74
BO-2-01	AGUAS NEGRAS	TI-2-01	SP-2-01	212.00	1.0	-4.200	0.029	4.400	0.413	0.350	1.652	16.5	61.39
BO-2-02	LODOS	SP-2-01	EL-0-01	8.48	1.2	-0.200	0.051	3.700	0.863		1.382	11.5	2.05
BO-2-03	LODOS	SP-2-01	EL-0-01	8.48	1.2	-0.200	0.051	3.700	0.863		1.382	11.5	2.05
BO-2-04	ESPUMAS	SP-2-01	TE-0-01	6.82	0.9	2.100	0.027	3.700	2.100		2.271	25.2	2.71
BO-2-05	LODOS ACTIVADOS	RE-2-01	SS-2-01	302.53	1.0	-5.800	0.039	3.700	0.409		1.398	14.0	74.13
BO-2-07	LODOS	SS-2-01	EL-0-01	93.40	1.2	-0.200	0.050	3.700	1.251		1.769	14.7	28.96
BO-2-08	LODOS	SS-2-01	EL-0-01	93.40	1.2	-0.200	0.050	3.700	1.251		1.769	14.7	28.96
BO-2-09	ESPUMAS	SS-2-01	TE-0-01	6.82	0.9	1.100	0.033	3.700	1.186		1.453	16.1	1.74

4.10 Selección de válvulas.

Para el control de las diferentes corrientes en la planta, se utilizaron válvulas instaladas en las tuberías, las cuales se representaron esquemáticamente en el diagrama de tubería e instrumentos anexo. Según el propósito de operación que se requiera, se seleccionó el tipo de válvula correspondiente:

Válvula de Compuerta: Cerrada para cortar el flujo totalmente cuando se pare el equipo involucrado ya sea para mantenimiento o por decisión de operar una sola línea de tratamiento, o abierta para permitir la operación con una pérdida por fricción mínima, para lo cual se seleccionan del mismo diámetro que el de la tubería en la que se instalarán.

Válvula de Globo: Con apertura variable para regular la cantidad de fluido que se quiera permitir según las condiciones de operación en un momento dado. La regulación del flujo se da por medio de una pérdida de presión generada según el grado de apertura de la válvula. Para permitir un mejor rango de control en el flujo, se selecciona esta válvula de tamaño un diámetro inferior al de la tubería en la que se instalará.

Válvula Check: Para evitar que por condiciones inestables o por paro de equipos, se genere una corriente en sentido inverso a la operación deseada. Normalmente se aplica en la descarga de todas las bombas centrífugas. Para evitar caídas de presión excesivas se seleccionan del mismo tamaño del de la línea en que se instalarán.

Válvula de Control: Prácticamente es una válvula de globo con interiores fabricados con maquinados especiales que permitan asegurar una regulación precisa de flujo dentro del rango de operación esperado, y operadas mediante un sistema automático normalmente impulsado con aire a presión. De manera similar a la válvula de globo se dimensiona con un tamaño de un diámetro inferior al de la tubería en la que se instalarán.

Los materiales de fabricación se seleccionaron siguiendo las mismas recomendaciones encontradas para los equipos y la tubería, por lo que se especificaron válvulas con cuerpo e interiores de acero al carbón, con conexiones roscadas para diámetros menores a 2" y con bridas de 125 PSI para diámetros de 2" y mayores.

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Como se planteó en la introducción y el objetivo de esta tesis, la ciudad y puerto de Altamira, en el Estado de Tamaulipas, tiene un problema añejo de contaminación del agua en el sistema lagunario del cual toman agua para sus servicios debido a una deficiencia en el tratamiento de sus aguas residuales. En esta tesis se plantea la solución a este problema a través de la construcción de una planta tratadora de las aguas residuales domésticas generadas en la zona.

Para esto se tomó el modelo de la planta de tratamiento que se construye para la ciudad de Tampico, en el mismo Estado, por estar esta en la misma zona conurbada y depender del mismo organismo operador. Se diseñó un sistema basado en un pretratamiento el cual eliminará del agua todos los sólidos gruesos, así como las arenas que contenga. Posteriormente el agua se tratará con procesos biológicos para remover la DBO que el agua contenga y así poder verterla en el cuerpo receptor antes mencionado previa desinfección.

Puedo decir que el trabajo que se requirió para realizar los estudios preliminares fue algo pesado, ya que normalmente se requiere de un equipo interdisciplinario para llevarlo a cabo y en mi caso prácticamente lo realicé yo solo, con algo de ayuda por parte de la gente de COMAPA, y a quienes les estoy muy agradecido. Estos trabajos preliminares no son nada agradables, ya que se requieren muestras de los drenajes de la ciudad, así como manejar estas hasta el laboratorio. También cabe decir que algunos de los datos se tuvieron que suponer o tomarlos como valores típicos por no tener acceso a ellos.

Algunas de las pruebas las tuve que realizar yo mismo, como fue la de la columna, en la que con un tubo de 6" de pvc con perforaciones, mangueras y accesorios para peceras, me las ingenié para que me funcionara, ya que el tubo no es transparente y no se apreciaba la bajada de la interfase en el agua, y solo me pude basar en las muestras tomadas de las boquillas y en los resultados que el laboratorio presentó.

En el capítulo 2 se obtiene el volumen de agua a tratar, y para esto me apoyé en información histórica que la COMAPA me proporcionó de la dotación de agua a la

población. Como no hay información de la producción de aguas residuales en la zona, tuve que hacer la proyección de la población durante el tiempo de diseño de la planta y con factores estimar la producción de aguas residuales con base en la dotación de agua a la población.

En el capítulo 3 hago una breve descripción teórica de cada uno de los procesos que intervienen en el tren de tratamiento que se va a utilizar, y aunque no era necesario en esta tesis, quise hacerlo para que sirva como un pequeño compendio para quien lea estas páginas y pueda referirse entre éste y el capítulo 4, en el que se diseñan propiamente las unidades de la planta.

Para el diseño de las unidades de la planta tomé como referencia el libro de Metcalf y Eddy, 1991, ya que de la bibliografía que pude conseguir para mi tesis, éste es el más accesible en cuanto a presentación de los temas y ejemplos. Además, acá en Tampico, no cuento con personas ni medios a quienes consultar. Es más, las librerías de la localidad casi no cuentan con referencias del tema de tratamiento de aguas y los apoyos adicionales que requerí, los obtuve a través de mis asesores.

Como primera unidad de la planta, dentro del pretratamiento se diseñó la rejilla para retención de sólidos gruesos. Siguiendo el diseño se consideró una rejilla fabricada con varilla de acero lisa de $\frac{3}{4}$ " de diámetro soldada dejando aberturas de 25 mm para el paso del agua. Se revisó que esta rejilla cumpliera con la pérdida de carga permitida para este tipo de rejilla y con esta abertura, cumpliendo satisfactoriamente. El canal de conducción de agua donde va esta rejilla fue diseñado para que el agua cumpliera con la especificación de que su velocidad no sobrepase a 1 m/s, quedando este de 1 m de ancho y 41 cm de altura, pero se amplió esta profundidad a 60 cm para permitir futuras ampliaciones de la planta y sin que esta profundidad sea demasiada.

El canal desarenador fue la siguiente unidad que se diseñó, y en la que la sección transversal es la misma que en el canal de la rejilla, esto por que es el mismo flujo de agua. Además, se propuso una cámara desarenadora con doble canal, esto para dar mantenimiento a la unidad sin interrumpir el funcionamiento de la planta.

A partir de esta unidad, el resto de la planta se diseñó para que esta fuera construida en dos trenes de tratamiento, esto para que las unidades no sean tan grandes y para que, cuando ya estén contruidos ambos, se pueda dar mantenimiento a cualquiera de las unidades sin afectar el funcionamiento de la planta también.

El tanque de igualación de flujo se tuvo que diseñar con base en recomendaciones de fabricantes y mis asesores tomando como volumen para este tanque como un porcentaje del volumen del reactor biológico, yo en mi caso consideré un 30%. Como sea, el volumen resultante fue muy alto, por lo que opté por instalar dos tanques iguladores con el 15% del volumen del reactor. Como en las otras unidades, no es necesario construir los dos en un principio, sino cuando el incremento de la población sea tal que se requiera de mayor volumen en las unidades.

El sedimentador primario resultó con 24 m de diámetro y 2.5 m de profundidad, unidad no tan grande para una planta de tratamiento urbana. Se diseñaron los vertederos del sedimentador, que se fabricarán con placa de acero cortada con soplete según las medidas del diseño. Perimetral al tanque sedimentador se diseñó el canal de conducción del agua clarificada hacia el tubo de desagüe. Este canal resultó de 1m de profundo y 50 cm de ancho. No se diseñaron las rastras del fondo del sedimentador, ya que el diseño no entra dentro de los alcances de esta tesis.

El tratamiento biológico fue en el que más variables tuve que suponer con valores típicos, ya que no fue posible conseguir toda la información para su diseño. El valor de la DBO_5 que se usó fue especificado por la COMAPA como valor máximo a la salida del reactor, por lo que ese fue el valor usado en el diseño. Las concentraciones de los lodos y el tiempo de residencia celular también se propusieron en base a los ejemplos que se presentan en los textos a los que tuve acceso. También se propusieron los coeficientes cinéticos según valores en el libro de Metcalf y Eddy, ya que no fue posible realizar las pruebas de laboratorio para determinar sus valores. Como sea, los valores obtenidos en el diseño se pueden considerar normales para este tipo de unidad, esto también con base en las tablas y ejemplos de los libros usados como bibliografía. El suministro de oxígeno al sistema solo fue calculado en kilogramos de oxígeno por día y no profundicé en la

selección de unidades sopladoras también porque este tema no está dentro de los alcances de esta tesis.

Para el diseño del sedimentador secundario se usó el resultado de la prueba de la columna, la que como ya se comentó sí efectué para obtener los datos para el diseño del sedimentador. Esta unidad se diseñó similarmente al sedimentador primario en cuanto a sus partes componentes.

Las últimas unidades de la planta son el clorador y el filtro prensa de banda, las cuales se diseñaron hasta antes de la selección de los equipos, ya que no tengo información para seleccionar alguno en especial, y el diseño se llegó hasta los requerimientos de cada unidad.

El diseño de la planta está supuesto para que ésta sea construida en una zona determinada por la COMAPA y que en esta tesis se menciona en la introducción. De ser así, o que los terrenos definitivos tengan una topografía similar a la considerada, esta tesis puede tomarse como base confiable para el diseño final de la planta.

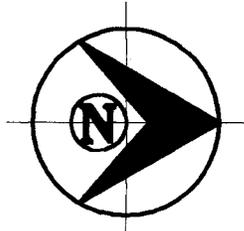
Es importante mencionar también, el hecho de que en del desarrollo de esta tesis se pusieron en práctica casi todos los conocimientos adquiridos en los estudios de la Maestría en Ingeniería Ambiental del ITESM, mostrando de esta manera la importancia que estos tienen y que aplicándolos correctamente pueden resultar de gran beneficio para la comunidad.

BIBLIOGRAFIA

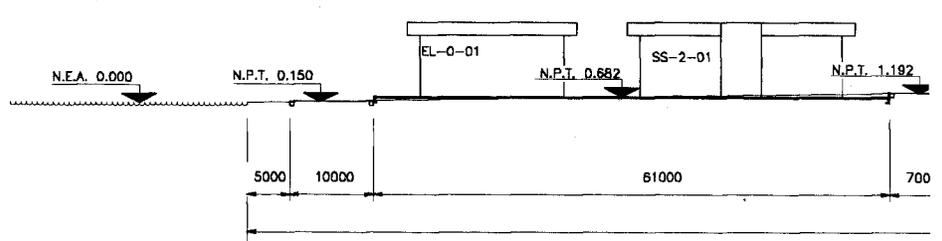
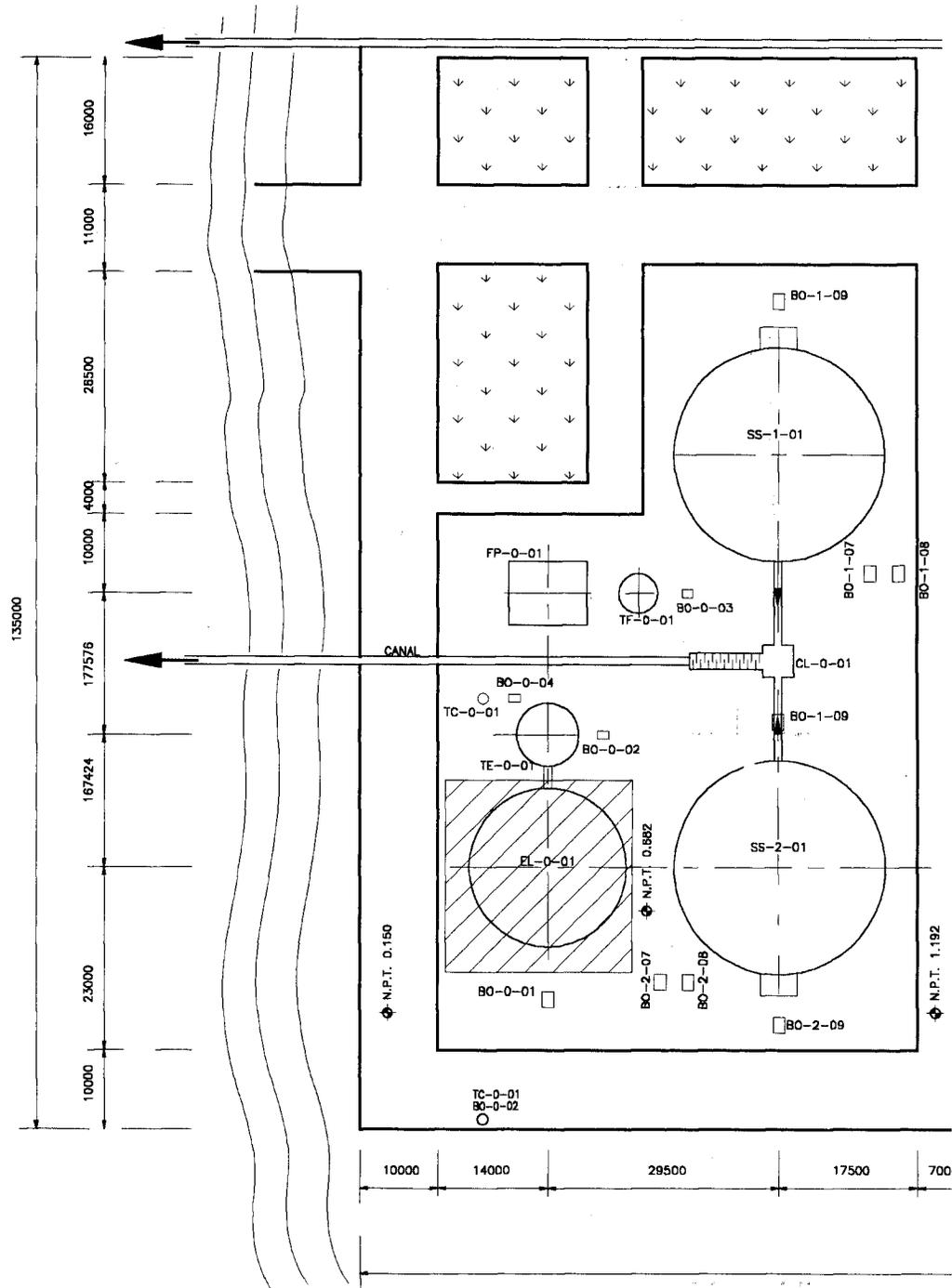
- [1] Metcalf % Eddy
Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, Reuse
McGraw Hill International Editions
Third Edition
1991
- [2] Weber, Walter J.
Control de la calidad del agua: Procesos fisicoquímicos
Editorial Reverté, S.A.
Primera Edición
1979
- [3] Ven Te Chow
Hidráulica de los Canales Abiertos
Editorial Diana
Primera Edición
1982
- [4] Eckenfelder, W. Wesley
Industrial Water Pollution Control
McGraw-Hill International Editions
Second Edition
1989
- [5] INEGI
Altamira Estado de Tamaulipas, Cuaderno Estadístico Municipal
Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática
Edición 1994
1995
- [6] American Society of Civil Engineers & American Water Word Association
Water Treatment Plant Design
Mc-Graw Hill Publishing Company
Second Edition
1990.

- [7] Peavy, Rowe y Tchobanoglous
Environmental Engineering
Mc.Graw Hill
First Edition
1986

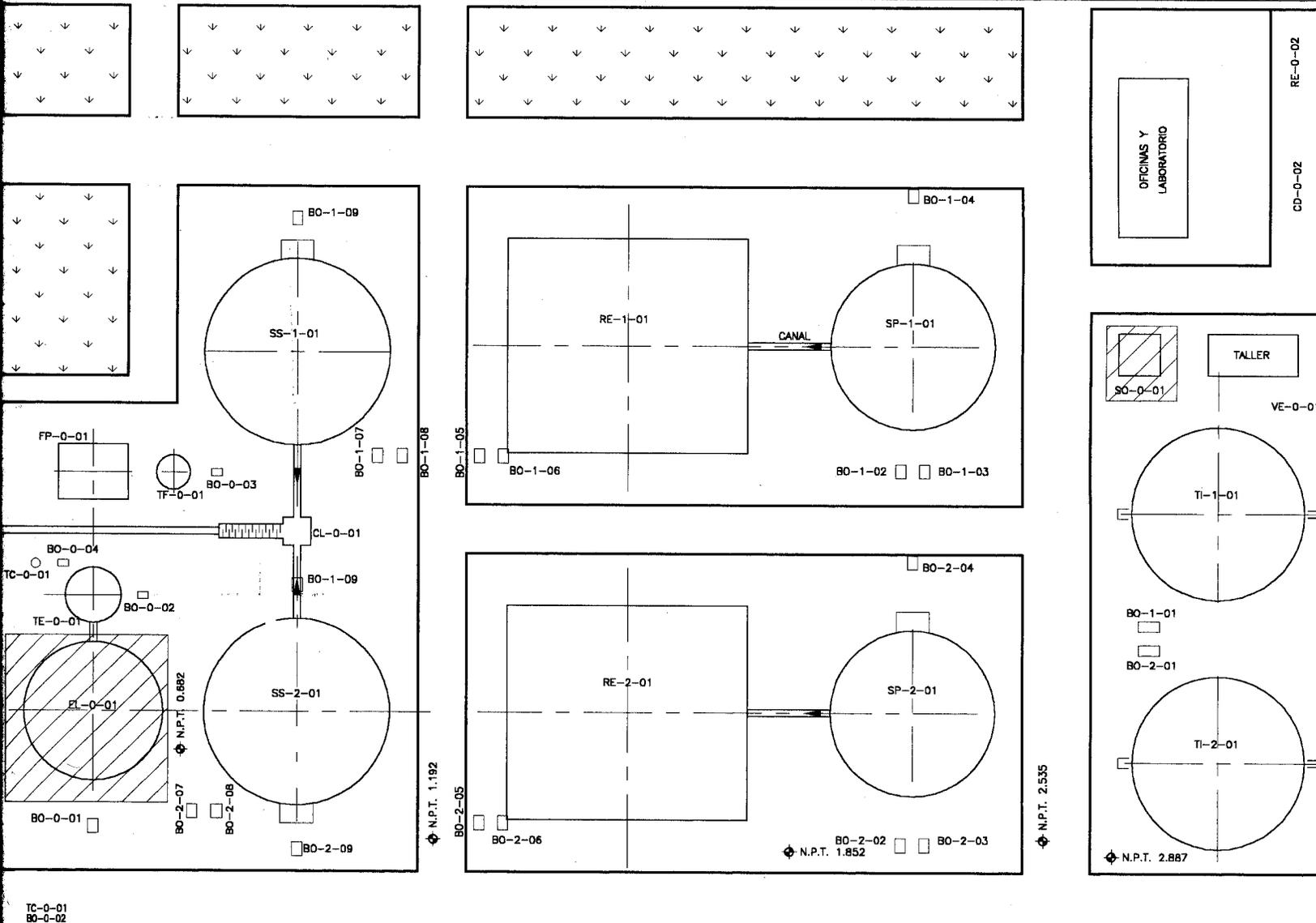
PLANOS



10
9
8
7
6
5
4
3
2

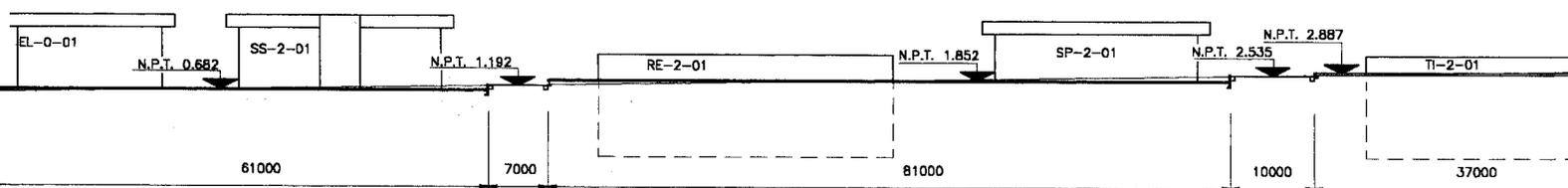


CANAL



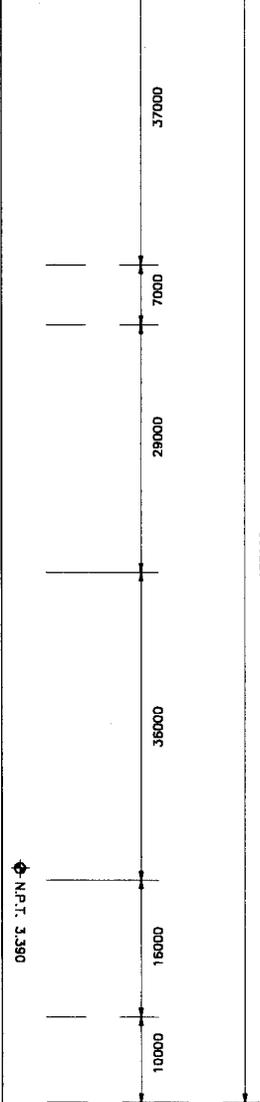
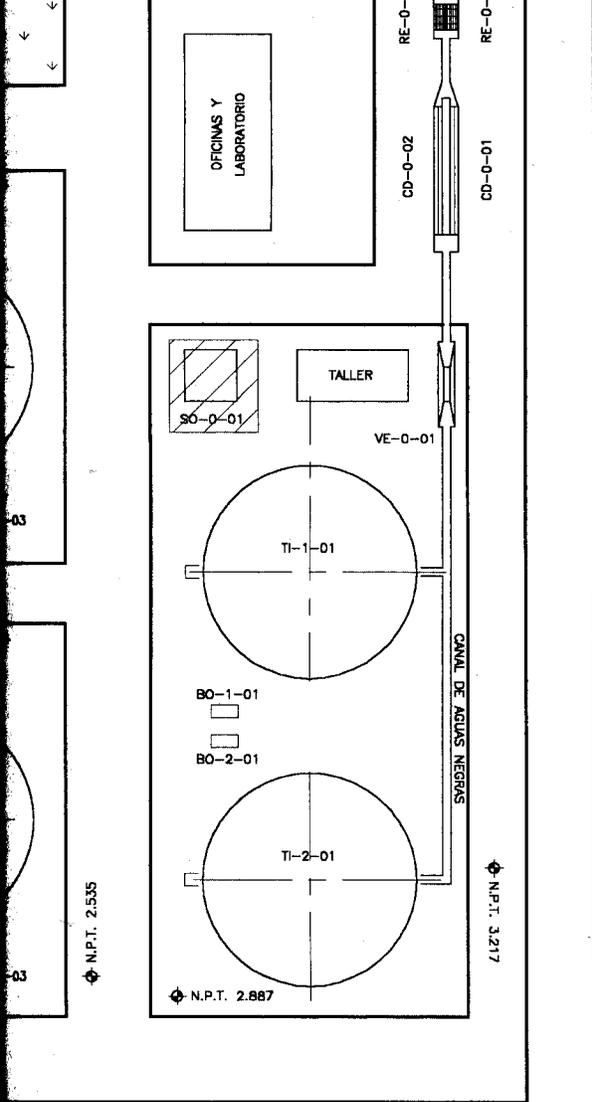
218000

PLANTA
ESC. 1 : 500

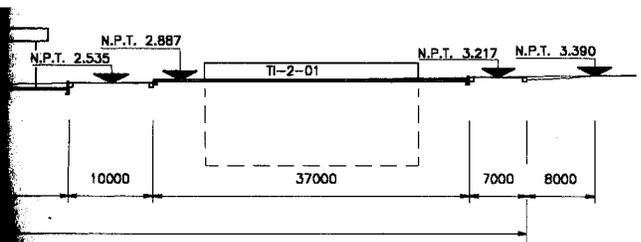
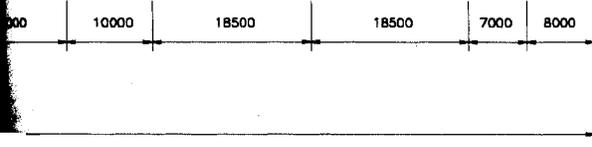


218000

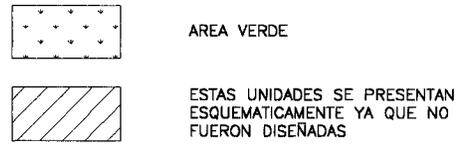
ELEVACION ESTE
ESC. 1 : 500



LISTA DE EQUIPO	
No. TAG	EQUIPO
RE-0-01	= REJILLAS
RE-0-02	= REJILLAS
CD-0-01	= CANAL DESARENADOR
CD-0-02	= CANAL DESARENADOR
VE-0-01	= VERTEDERO PARSHAL
TI-1-01	= TANQUE IGUALADOR 1 Y 2
TI-2-01	= TANQUE IGUALADOR 1 Y 2
SP-1-01	= SEDIMENTADOR PRIMARIO 1 Y 2
SP-2-01	= SEDIMENTADOR PRIMARIO 1 Y 2
RE-1-01	= REACTOR BIOLÓGICO AIREADO 1 Y 2
RE-2-01	= REACTOR BIOLÓGICO AIREADO 1 Y 2
SS-1-01	= SEDIMENTADOR SECUNDARIO 1 Y 2
SS-2-01	= SEDIMENTADOR SECUNDARIO 1 Y 2
CL-0-01	= CLORADOR
TE-0-01	= TANQUE ESPUMA
EL-0-01	= ESPESADOR DE LODOS
FP-0-01	= FILTRO PRENSA
TF-0-01	= TANQUE DE FILTRADO
SO-0-01	= SOPLADOR
BO-1-01	= BOMBAS TANQUE IGUALADOR 1 Y 2
BO-2-01	= BOMBAS TANQUE IGUALADOR 1 Y 2
BO-2-05	= BOMBAS REACTORES 1 Y 2
BO-2-06	= BOMBAS REACTORES 1 Y 2
BO-1-05	= BOMBAS REACTORES 1 Y 2
BO-1-06	= BOMBAS REACTORES 1 Y 2
BO-1-02	= BOMBAS LODOS SEDIM. PRIM. 1 Y 2
BO-1-03	= BOMBAS LODOS SEDIM. PRIM. 1 Y 2
BO-2-02	= BOMBAS LODOS SEDIM. SEC. 1 Y 2
BO-2-03	= BOMBAS LODOS SEDIM. SEC. 1 Y 2
BO-1-07	= BOMBAS LODOS SEDIM. SEC. 1 Y 2
BO-1-08	= BOMBAS LODOS SEDIM. SEC. 1 Y 2
BO-2-07	= BOMBAS LODOS SEDIM. SEC. 1 Y 2
BO-2-08	= BOMBAS LODOS SEDIM. SEC. 1 Y 2
BO-1-04	= BOMBAS ESPUMA SEDIM. PRIM. 1 Y 2
BO-2-04	= BOMBAS ESPUMA SEDIM. PRIM. 1 Y 2
BO-1-09	= BOMBAS ESPUMA SEDIM. SEC. 1 Y 2
BO-2-09	= BOMBAS ESPUMA SEDIM. SEC. 1 Y 2
BO-0-02	= BOMBA TANQUE ESPUMA
BO-0-01	= BOMBA LODO ESPESADOR
BO-0-03	= BOMBA TANQUE DE FILTRADO
BO-0-04	= BOMBA DE CLORO
N.E.A.	= NIVEL ESPEJO DE AGUA
N.P.T.	= NIVEL DE PISO TERMINADO
N.T.N.	= NIVEL DE TERRENO NATURAL



SIMBOLOGIA



NOTAS

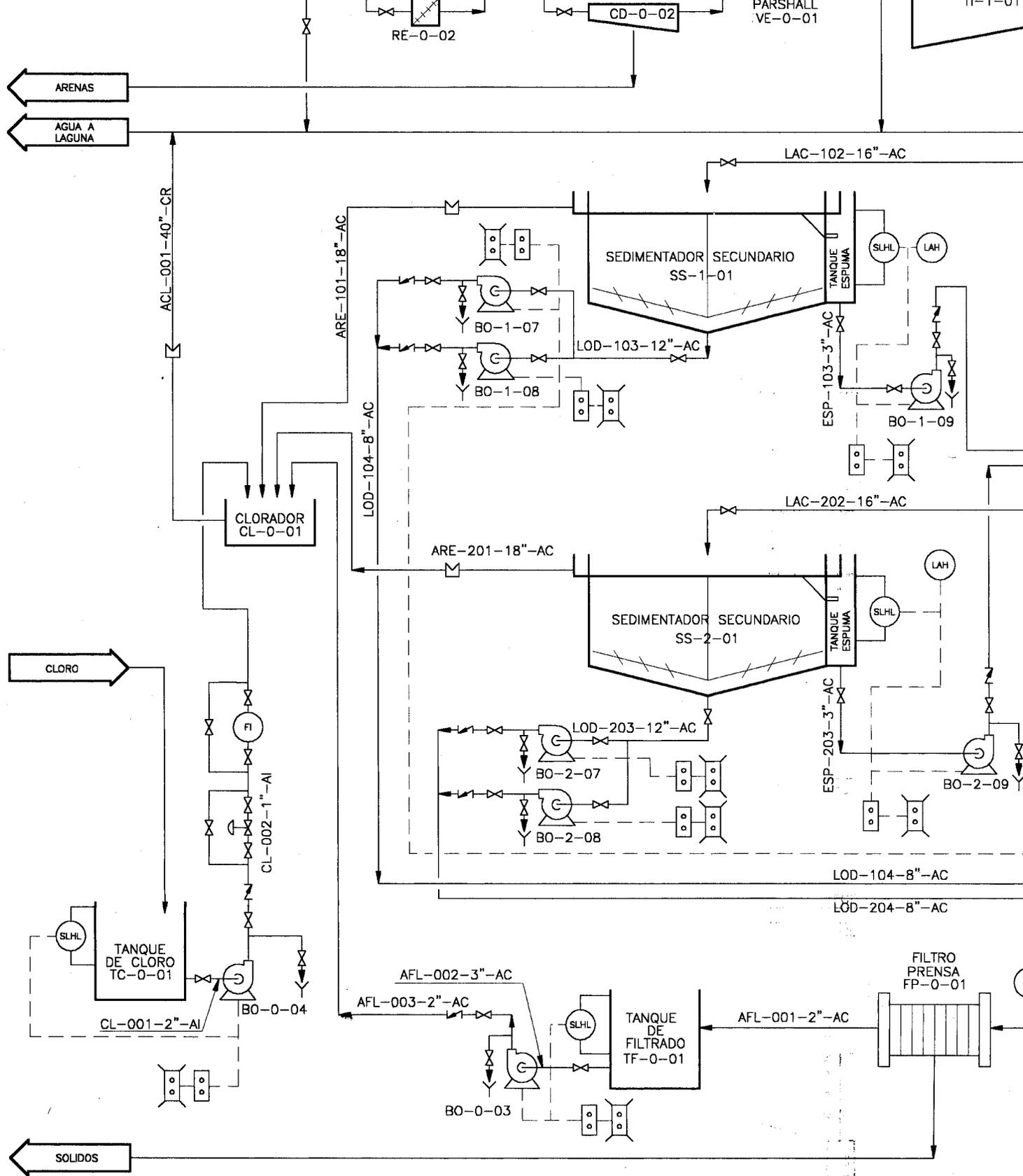
- 1.- LAS ACOTACIONES ESTAN EN MILIMETROS
- 2.- LAS ELEVACIONES ESTAN EN METROS

TESIS DE MAESTRIA

ARREGLO GENERAL DE EQUIPO

ING. MONIR FERES MARON

REV. No.
0

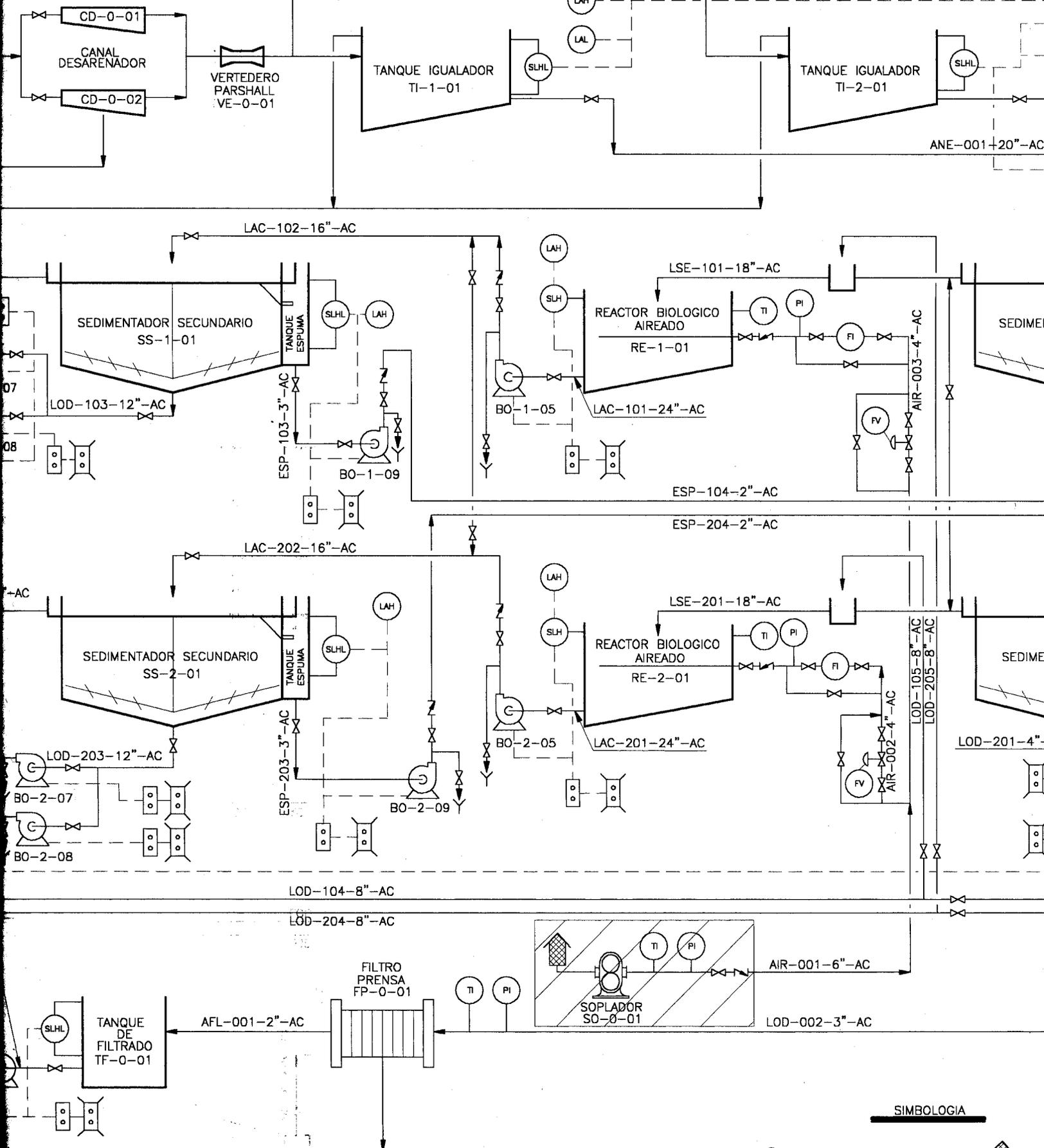


CODIFICACION DE LINEAS

AREA O LINEA SERVICIO	MATERIAL
AIR-003	4" - AC
No. CONSECUTIVO	DIAMETRO DE TUBO

8
7
6
5
4
3
2
1

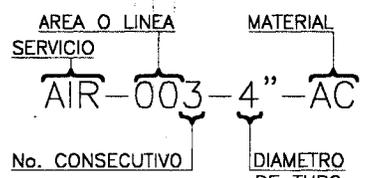
L K J I H



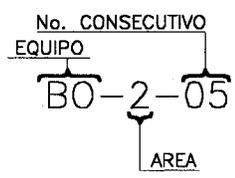
SIMBOLOGIA

-  VALVULA DE CONTROL
-  VALVULA DE COMPUERTA
-  VALVULA CHECK
-  ESTACION DE BOTONES
-  LUCES DE ESTACION DE BOTONES
-  INSTRUMENTO EN CAMPO

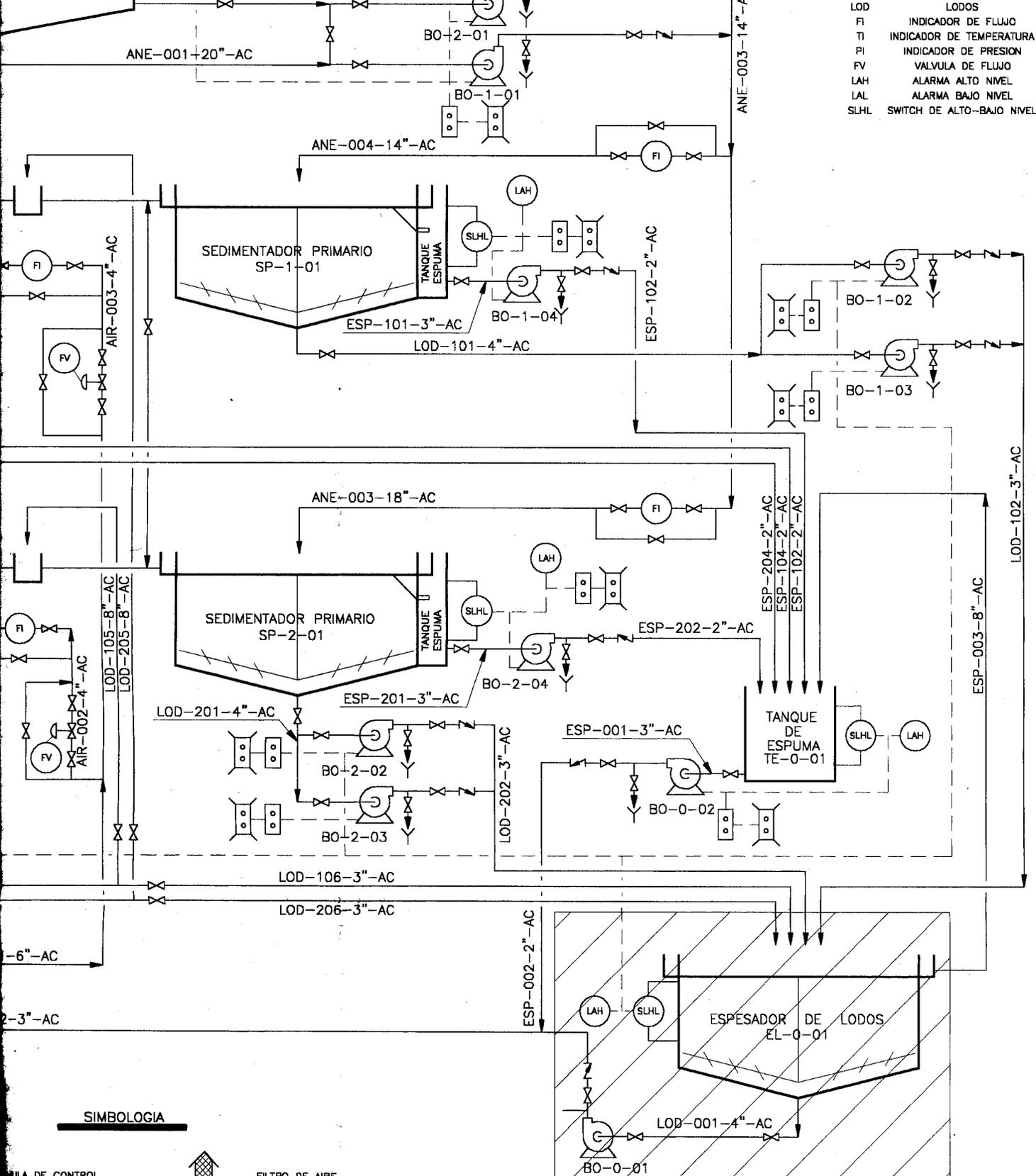
CODIFICACION DE LINEAS



CODIFICACION DE EQUIPO



LOD Lodos
 FI INDICADOR DE FLUJO
 TI INDICADOR DE TEMPERATURA
 PI INDICADOR DE PRESION
 FV VALVULA DE FLUJO
 LAH ALARMA ALTO NIVEL
 LAL ALARMA BAJO NIVEL
 SLHL SWITCH DE ALTO-BAJO NIVEL



SIMBOLOGIA

	FILTRO DE AIRE
	DREN
	ESTAS UNIDADES SE PRESENTAN ESQUEMATICAMENTE YA QUE NO FUERON DISEÑADAS

TESIS DE MAESTRIA
DIAGRAMA DE TUBERIA E INSTRUMENTACION
ING. MONIR FERES MARON

REV. No. 0

8

7

6

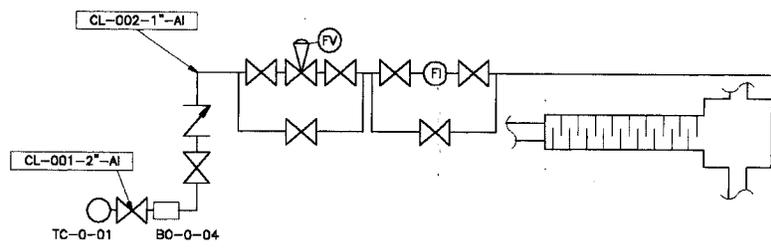
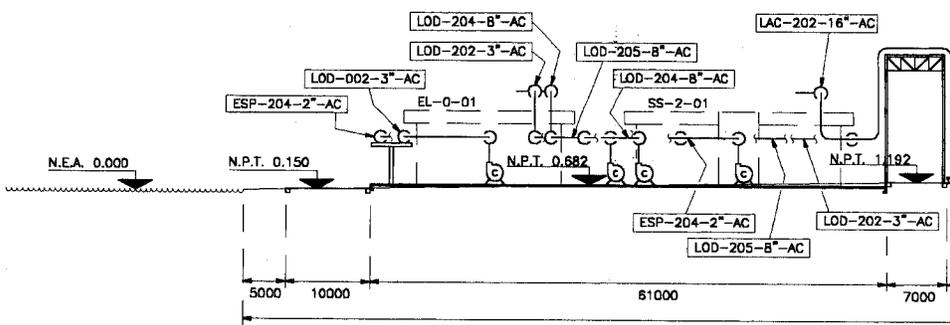
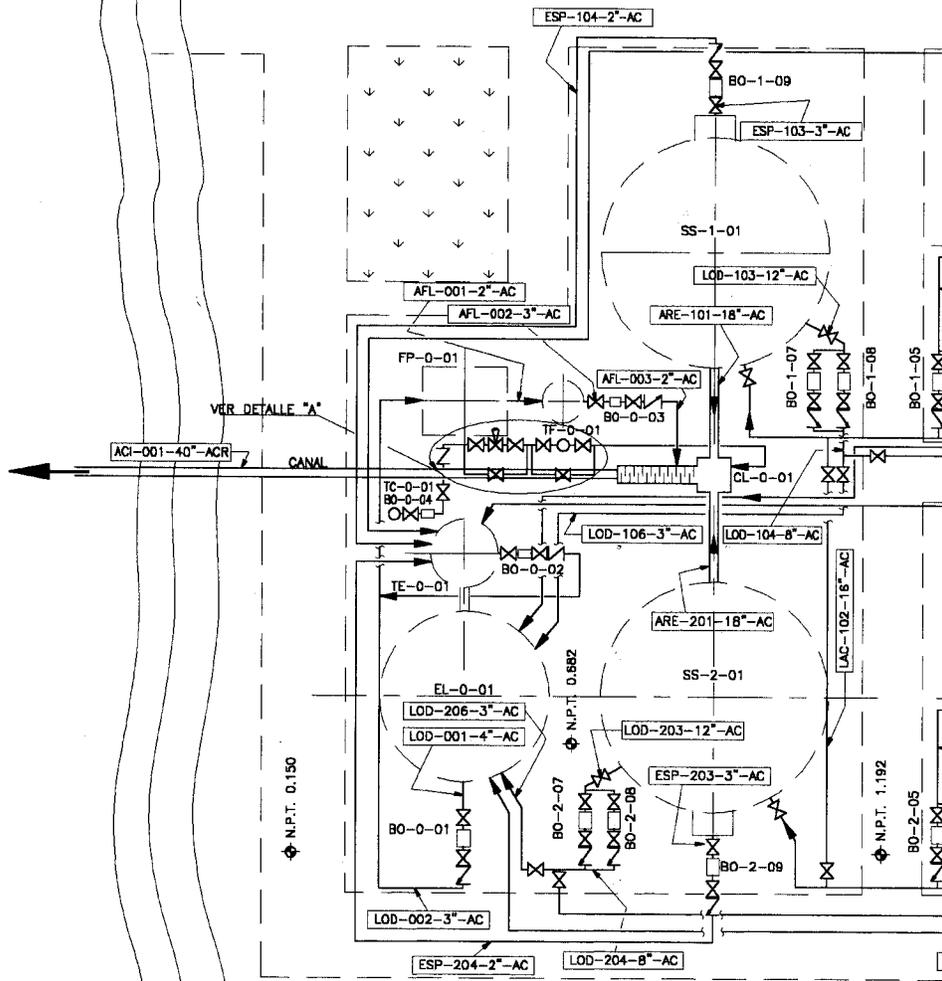
5

4

3

2

1



DETALLE "A"
 DETALLE DE BYPASS DE TUBERIA AL CLORADOR

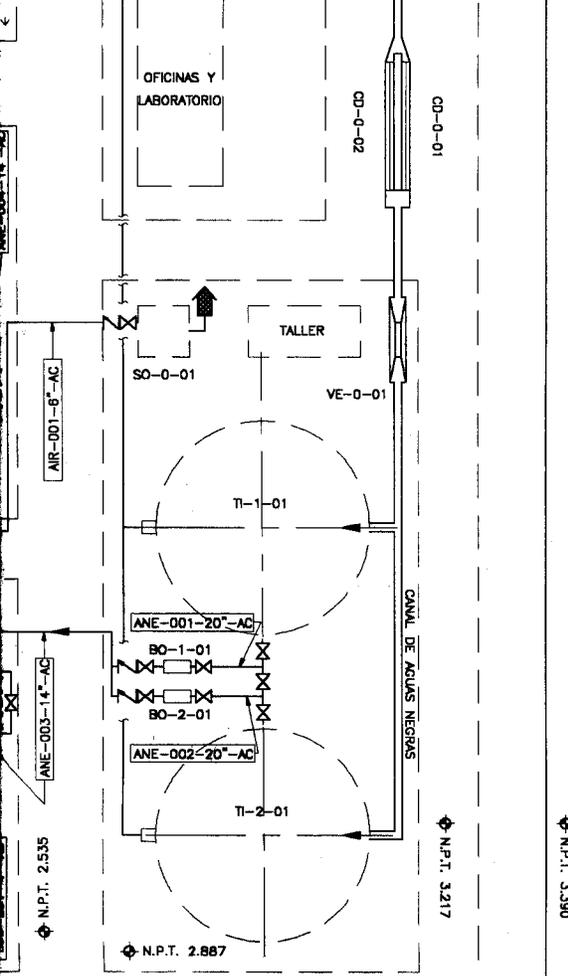
L

K

J

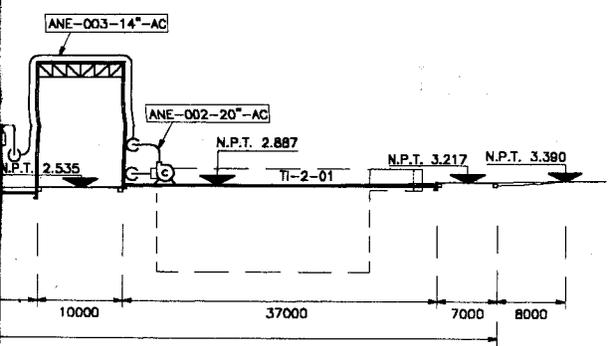
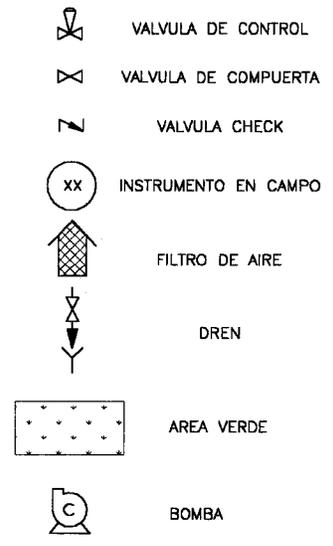
I

H



- SP-1-01 = SEDIMENTADOR PRIMARIO 1 Y 2
- SP-2-01 = SEDIMENTADOR PRIMARIO 1 Y 2
- RE-1-01 = REACTOR BIOLÓGICO AIREADO 1 Y 2
- RE-2-01 = REACTOR BIOLÓGICO AIREADO 1 Y 2
- SS-1-01 = SEDIMENTADOR SECUNDARIO 1 Y 2
- SS-2-01 = SEDIMENTADOR SECUNDARIO 1 Y 2
- CL-0-01 = CLORADOR
- TE-0-01 = TANQUE ESPUMA
- EL-0-01 = ESPESADOR DE LODOS
- FP-0-01 = FILTRO PRENSA
- TF-0-01 = TANQUE DE FILTRADO
- SO-0-01 = SOPLADOR
- BO-1-01 = BOMBAS TANQUE IGUALADOR 1 Y 2
- BO-2-01 = BOMBAS TANQUE IGUALADOR 1 Y 2
- BO-2-05 = BOMBAS REACTORES 1 Y 2
- BO-2-06 = BOMBAS REACTORES 1 Y 2
- BO-1-05 = BOMBAS REACTORES 1 Y 2
- BO-1-06 = BOMBAS REACTORES 1 Y 2
- BO-1-02 = BOMBAS LODOS SEDIM. PRIM. 1 Y 2
- BO-1-03 = BOMBAS LODOS SEDIM. PRIM. 1 Y 2
- BO-2-02 = BOMBAS LODOS SEDIM. PRIM. 1 Y 2
- BO-2-03 = BOMBAS LODOS SEDIM. PRIM. 1 Y 2
- BO-1-07 = BOMBAS LODOS SEDIM. SEC. 1 Y 2
- BO-1-08 = BOMBAS LODOS SEDIM. SEC. 1 Y 2
- BO-2-07 = BOMBAS LODOS SEDIM. SEC. 1 Y 2
- BO-2-08 = BOMBAS LODOS SEDIM. SEC. 1 Y 2
- BO-1-04 = BOMBAS ESPUMA SEDIM. PRIM. 1 Y 2
- BO-2-04 = BOMBAS ESPUMA SEDIM. PRIM. 1 Y 2
- BO-1-09 = BOMBAS ESPUMA SEDIM. SEC. 1 Y 2
- BO-2-09 = BOMBAS ESPUMA SEDIM. SEC. 1 Y 2
- BO-0-02 = BOMBA TANQUE ESPUMA
- BO-0-01 = BOMBA LODO ESPESADOR
- BO-0-03 = BOMBA TANQUE DE FILTRADO
- BO-0-04 = BOMBA DE CLORO
- N.E.A. = NIVEL ESPEJO DE AGUA
- N.P.T. = NIVEL DE PISO TERMINADO
- N.T.N. = NIVEL DE TERRENO NATURAL

SIMBOLOGIA



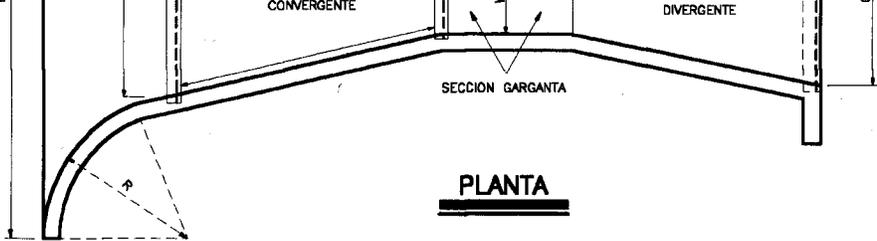
NOTAS

LAS ACOTACIONES ESTAN EN MILIMETROS
 LAS ELEVACIONES ESTAN EN METROS
 LA ESCALA VERTICAL ESTA AFECTADA PARA MEJOR INTERPRETACION

TESIS DE MAESTRIA			
ARREGLO GENERAL DE TUBERIA			
ING. MONIR FERES MARON			
			REV. No.
			0

SECCION GARGANTA

PLANTA



8

7

6

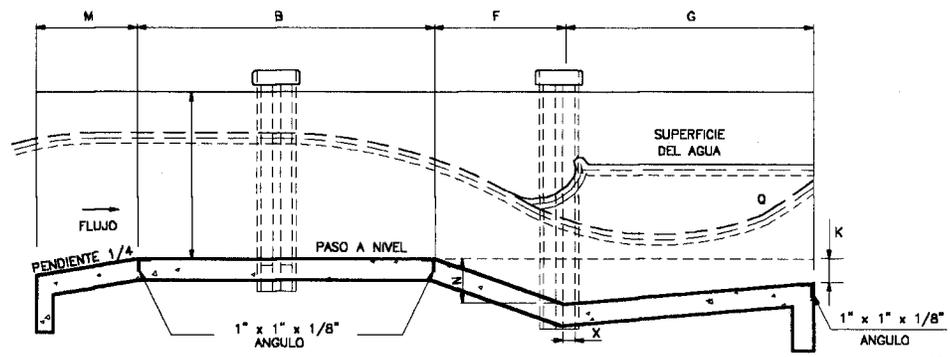
5

4

3

2

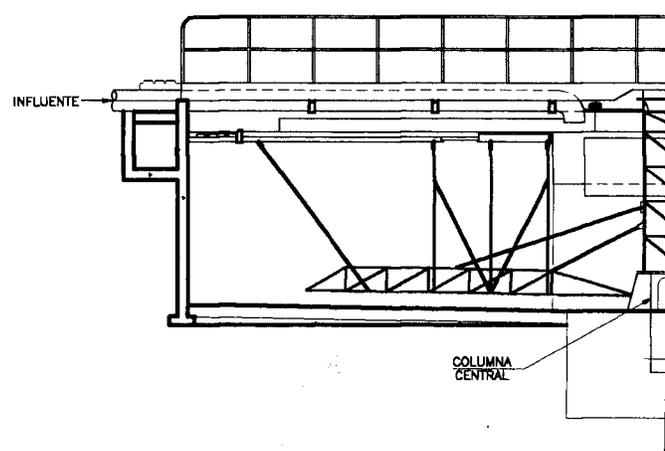
1



SECCION "L-L"

VARILLA REDONDA
3/8"

SEC



SEDIMENTADOR

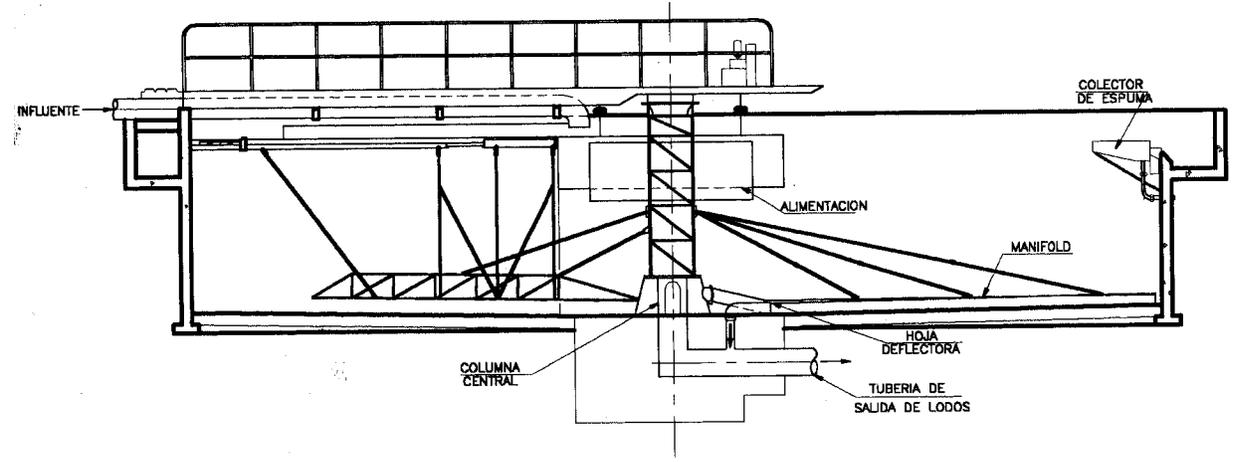
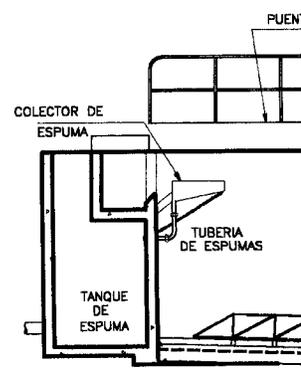
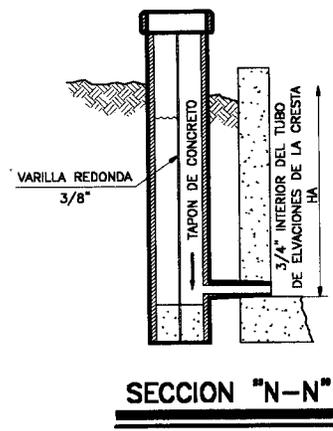
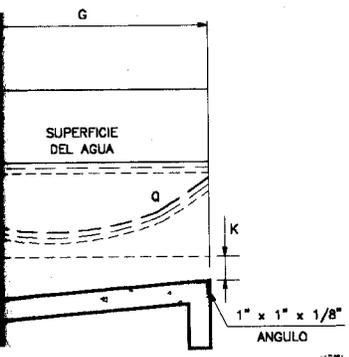
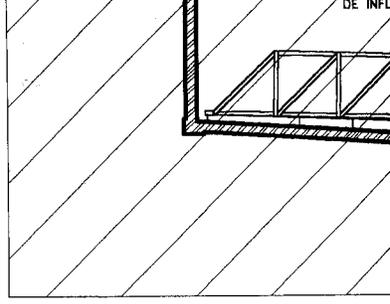
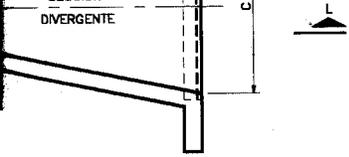
L

K

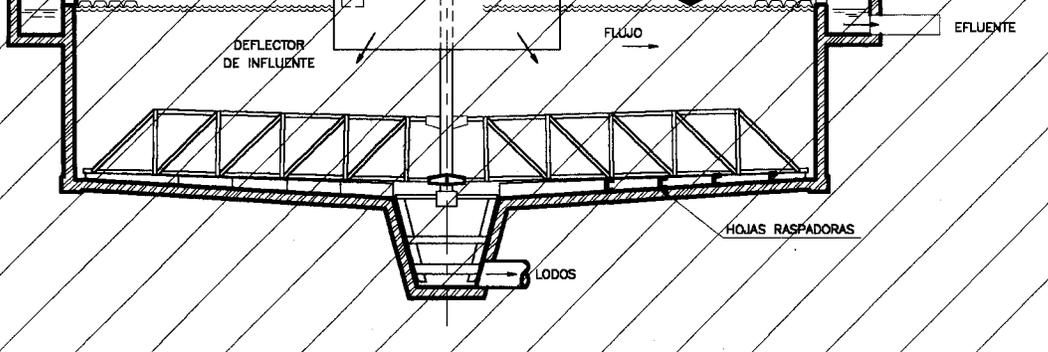
J

I

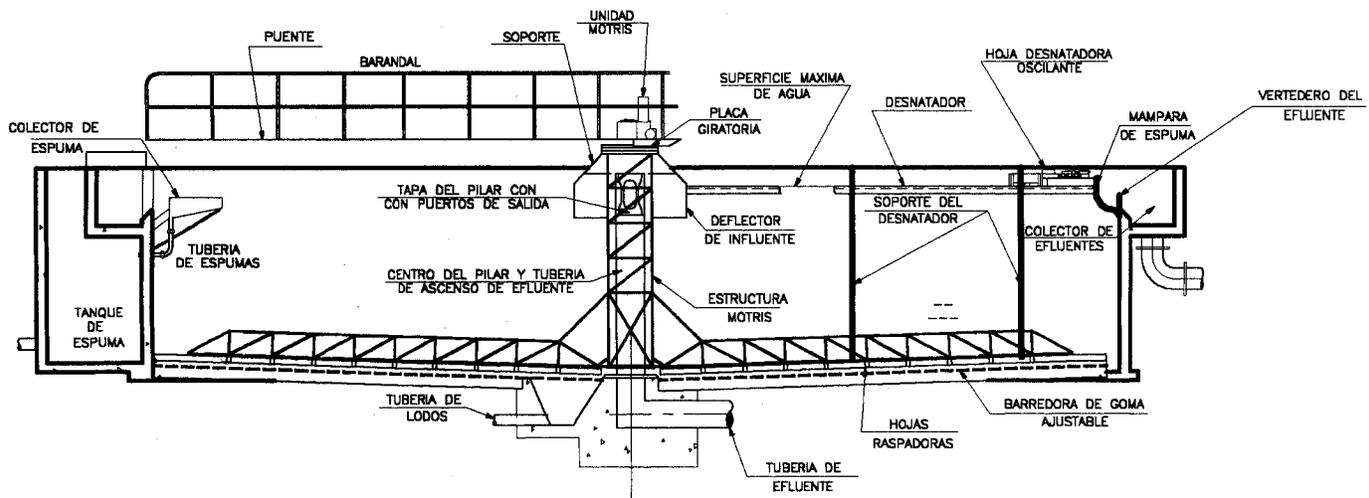
H



SEDIMENTADOR SECUNDARIO



ESPEADOR DE LODOS



SEDIMENTADOR PRIMARIO

SIMBOLOGIA



ESTA UNIDAD SE PRESENTA ESQUEMATICAMENTE YA QUE NO FUE DISEÑADA

TESIS DE MAESTRIA

EQUIPOS

ING. MONIR FERES MARON

REV. No.

0

APENDICE 1**Método para el cálculo de la población de proyecto según sugiere la Comisión Nacional del Agua:**

La población de proyecto es la cantidad de personas que se espera tener en una localidad al final del período de diseño de la planta de tratamiento o sistema de agua potable.

Esta población futura se estima para cada grupo demográfico, a partir de datos censales históricos, las tasas de crecimiento, los planes de desarrollo urbano, su característica migratoria y las perspectivas de su desarrollo económico.

Existen varios métodos de predicción de la población de proyecto, y la Comisión Nacional del Agua (CNA) recomienda las siguientes:

1. Método de crecimiento por comparación.
2. Método de ajuste por Mínimos cuadrados.

Método de crecimiento por comparación.

Este método consiste en comparar la tendencia del crecimiento histórico de la población estudiada contra el de otras ciudades con mayor número de habitantes, similares desde el punto de vista socioeconómico, y adoptar la tasa media de crecimiento de ellas. En este trabajo no se utilizará este método.

Método de ajuste por Mínimos cuadrados.

Este procedimiento consiste en calcular la población de proyecto a partir de un ajuste de los resultados de los censos en años anteriores, a una recta o curva, de tal modo que los puntos pertenecientes a éstas, difieran lo menos posible de los datos observados.

Para determinar la población de proyecto, será necesario considerar el modelo matemático que mejor represente el comportamiento de los datos de los censos históricos de

población (lineal, exponencial, logarítmica o potencial), obteniendo a las constantes “a” y “b” que se conocen como coeficientes de la regresión.

A continuación se presentan varios modelos de ajuste, donde se definirán las expresiones para el cálculo de los coeficientes “a” y “b”.

Ajuste Lineal

En el caso de que los valores de los censos históricos, graficados como población en el eje de las ordenadas y los años en las abscisas, se ajusten a una recta, se utiliza la siguiente expresión característica, que da el valor de la población para cualquier año, “t”:

$$P = a + bt \quad (1)$$

Para determinar los valores de “a” y “b” se utilizan las ecuaciones siguientes:

$$a = (\sum P_i - b \sum t_i) / N \quad (2)$$

$$b = (N \sum t_i P_i - \sum t_i \sum P_i) / (N \sum t_i^2 - \sum t_i \sum t_i) \quad (3)$$

Donde:

N = Número total de datos

$\sum t_i$ = Suma de los años con información

$\sum P_i$ = Suma del número de habitantes

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste lineal, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo “t” en la ecuación 1.

Ajuste No lineal

Cuando los datos de los censos históricos de población se conformen más bien a una curva en lugar de una recta, se pueden ajustar éstos datos a una curva exponencial, una logarítmica o una potencial, de las cuales se presenta el ajuste a curva exponencial por ser nuestro caso:

La expresión general está dada por:

$$P = a e^{bt} \quad (4)$$

Donde “a” y “b” son las constantes que se obtienen mediante las ecuaciones:

$$a = e^{[(\sum \ln P_i - b \sum t_i)/N]} \quad (5)$$

$$b = (N \sum (t_i \cdot \ln P_i) - \sum t_i \sum \ln P_i) / (N \sum t_i^2 - \sum t_i \sum t_i) \quad (6)$$

Donde:

ln =logaritmo natural.

Los valores de las sumatorias se obtienen de manera similar a las del ajuste lineal. Sustituyendo el valor “t” deseado se predice la población futura.

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste exponencial, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo “t” en la ecuación 4.

Método Aritmético.

Es un ajuste semi lineal del comportamiento del crecimiento de la población en un tiempo dado, y se basa en la población actual, incrementando en cada ocasión por un

porcentaje obtenido de multiplicar la cantidad de población actual por el número de años a proyectar, es decir,

$$\text{Población futura} = \text{Población actual} \times N$$

Donde N es el incremento anual en la población por en número de años del intervalo.

**CALCULO DE LA PROYECCION DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL
DE LA CIUDAD DE ALTAMIRA TAMAULIPAS PARA LOS PROXIMOS 15
AÑOS.**

Según los resultados publicados por el INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA GEOGRAFIA E INFORMATICA , INEGI, en su cuaderno estadístico municipal edición 1994 para la ciudad de Altamira, Tamaulipas, la población urbana en este municipio representa el 29% de la población total del municipio, misma que históricamente se presenta en la siguiente tabla:

AÑO	POB.MUNICIPIO	POB. ALTAMIRA 29% del MUNICIPIO
1950	12625	3661
1960	20736	6013
1970	29386	8522
1980	36499	10585
1990	82585	23950

Fuente: "Tamaulipas, Resultados Definitivos. VII, VIII, IX y X Censos Generales de Población y Vivienda, 1950, 1960, 1970, 1980, 1990" INEGI

PROYECCION DE LA POBLACION CON EL METODO ARITMETICO

AÑO	POB.MUNICIPIO	29% DEL MUNICIPIO	INCREMENTO	AÑOS	% DE INCREMENTO
1950	12625	3661	0	0	
1960	20736	6013	2352	10	64.25
1970	29386	8522	2509	10	41.71
1980	36499	10585	2063	10	24.21
1990	82585	23950	13365	10	126.27
			20288	40	256.43

PROYECCION DE LA POBLACION CON EL METODO GEOMETRICO

(ajuste lineal)

AÑO (t1)	POB.MUNICIPIO	29% DEL MUNICIPIO (Pi)	ln Pi	ti.ln.Pi	Ti.Ti
1950	12625	3661	8.205559898	16001	3802500
1960	20736	6013	8.701752243	17055	3841600
1970	29386	8522	9.050399293	17829	3880900
1980	36499	10585	9.267165786	18349	3920400
1990	82585	23950	10.08370899	20067	3960100
9850		52731	45.30858621	89301	19405500

$a = 0.06$

$b = 3.99117E-48$

RESULTADOS DE LA PROYECCION DE LA POBLACION CON AMBOS METODOS
Y ADEMAS CON EL PROMEDIO DE AMBOS.

AÑO	M. GEOMETRICO	M. ARITMETICO	PROMEDIO
1991	30333	29020	29677
1992	32209	34090	33149
1993	34201	39160	36680
1994	36316	44230	40273
1995	38561	49300	43931
1996	40946	54370	47658
1997	43478	59440	51459
1998	46166	64510	55338
1999	49021	69580	59300
2000	52052	74650	63351
2001	55271	79720	67495
2002	58689	84790	71739
2003	62318	89860	76089
2004	66171	94930	80551
2005	70263	100000	85131
2006	74608	105070	89839
2007	79221	110140	94681
2008	84120	115210	99665
2009	89322	120280	104801
2010	94845	125350	110098
2011	100710	130420	115565
2012	106938	135490	121214

APENDICE 2**DETERMINACION ESPERIMENTAL DE PARAMETROS PARA EL
DIMENSIONAMIENTO DE LOS SEDIMENTADORES.****Introducción.**

La sedimentación es un proceso empleado en el tratamiento de aguas residuales para remover sólidos en suspensión. Estas partículas sedimentan cuando la gravedad sobrepasa las fuerzas inercial y de viscosidad que actúan sobre el material suspendido.

Los procesos de sedimentación se pueden dividir en tres clases: (1) Sedimentación discreta, en donde las partículas se mantienen individuales y no cambian en tamaño, forma o densidad durante el proceso de sedimentación; (2) Sedimentación floculenta, en donde las partículas se aglomeran durante el período de sedimentación con un cambio consecuente en su densidad específica y velocidad de sedimentación y, (3) Sedimentación por zona, en donde la suspensión floculada forma una estructura enrejada o enmallada y todo sedimenta como una sola masa y además exhibe una interfase durante el proceso de sedimentación.

Objetivo.

El objetivo de ésta prueba es de observar la sedimentación tipo 1, 2 y 3 para obtener los parámetros de diseño de los sedimentadores primarios y secundarios a partir de muestras tomadas del sistema de alcantarillado de la ciudad de Altamira en la descarga a las lagunas de oxidación actuales. Podemos considerar que las muestras son representativas, ya que al ser tomadas en la llegada a la laguna de oxidación, el agua residual ya cuenta con una homogenización de todas las descargas que la alimentan.

Materiales.

Para la prueba se construyó una columna de sedimentación con tubo de PVC de 6" de diámetro con boquillas a 30, 90, 150 y 213 cm. Las muestras se tomaron en botes plásticos de 200 ml siendo 21 de ellos necesarios para tomar 5 tomas de cada boquilla mas la original..Para transportar la muestra original del sitio de muestreo al sitio de la prueba se usaron tres garrafas de 25 litros cada una.

Procedimiento.

Se llenó la columna de sedimentación con una muestra de agua residual y se tomó la primera muestra al tiempo cero y se toma directamente de una de las garrafas. Se agitó el agua dentro de la columna para mantener una concentración uniforme. Después se suspendió la agitación y se definió el tiempo $t=0$ cuando se apreció que comenzaba la sedimentación en la parte superior del tubo, ya que éste no es transparente. A partir de éste momento se tomaron muestras de cada boquilla a los 5, 10, 30, 60 y 90 minutos.

Las muestras se enviaron a laboratorio y se les determinó la concentración de sólidos suspendidos totales y a la muestra original se le determinó la DBO_5 y el contenido de SSV.

Resultados.

TIEMPO, min	ALTURA DE LA BOQUILLA, cm			
	30	90	150	213
5	138	162	168	174
10	118	145	160	163
30	83	120	138	144
60	70	95	117	129
90	50	74	99	113

Cálculos para H=30 cm			
T (min)	Sólidos remanentes (mg/lit)	Sólidos remanentes (%)	Sólidos removidos (%)
5	138	70	30
10	118	60	40
30	83	42	58
60	70	36	64
90	50	25	75

Cálculos para H = 90 cm.			
T (min)	Sólidos remanentes (mg/lit)	Sólidos remanentes (%)	Sólidos removidos (%)
5	162	82	18
10	145	74	26
30	120	61	39
60	95	48	52
90	74	38	62

Cálculos para H = 150 cm.			
T (min)	Sólidos remanentes (mg/lit)	Sólidos remanentes (%)	Sólidos removidos (%)
5	168	85	15
10	160	81	19
30	138	70	30
60	117	59	41
90	99	50	50

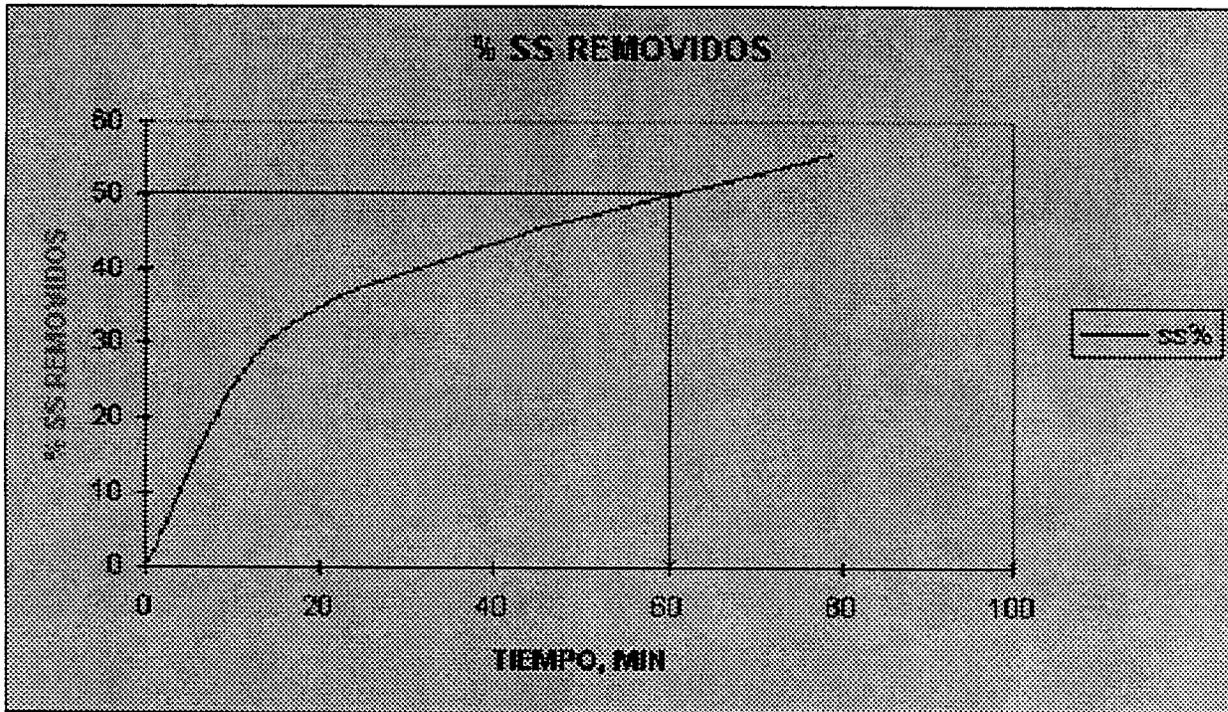
Cálculos para H = 213 cm.			
T (min)	Sólidos remanentes (mg/lt)	Sólidos remanentes (%)	Sólidos removidos (%)
5	174	88	12
10	163	83	17
30	144	73	27
60	129	65	35
90	113	57	43

Sólidos suspendidos removidos, %	Altura de la boquilla			
	30 CM	90 CM	150 CM	213 CM
0	0	0	0	0
5	30	18	15	12
10	40	26	19	17
30	58	39	30	27
60	64	52	41	35
90	75	62	50	43

La siguiente tabla muestra la velocidad a la que descendió la interfase.

Tiempo, minutos	Altura de la interfase, cm
43	30
29	90
23	150
16	213

La gráfica siguiente muestra el comportamiento de la remoción de sólidos suspendidos removidos durante el tiempo de la prueba.



La siguiente gráfica muestra la carga de superficie a utilizar en el diseño del sedimentador en base al porcentaje de sólidos suspendidos removidos.

