

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO**



**DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES EN LA ZONA DEL HUAJUCO,
MEDIANTE EL SISTEMA DE FILTRO PERCOLADOR
Y CONTACTO DE SOLIDOS**

POR

**IVAN ERUBEY RAMOS CABELLO
INGENIERO CIVIL**

**UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
MONTERREY, NUEVO LEON,**

2000

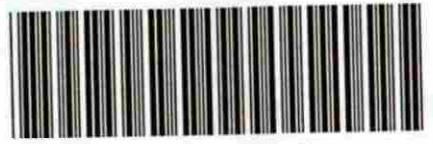
**PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN CIENCIAS
CON ESPECIALIDAD EN INGENIERIA AMBIENTAL**

TM

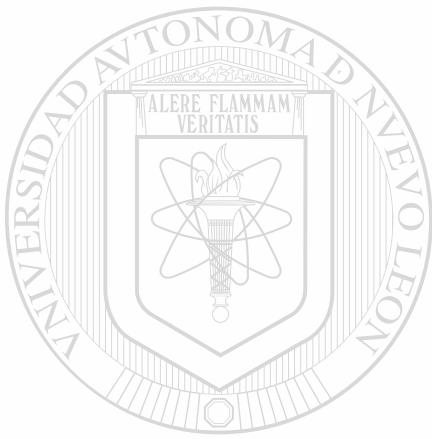
TD753

R3

c.1



1080098246



UANL

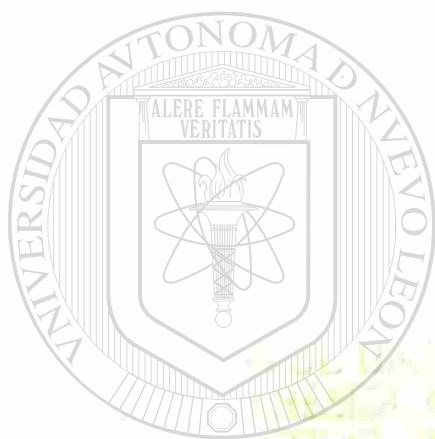
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

IVAN ERUBEY RAMOS CABELLO

INGENIERO CIVIL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
MONTREY, NUEVO LEÓN.

2000

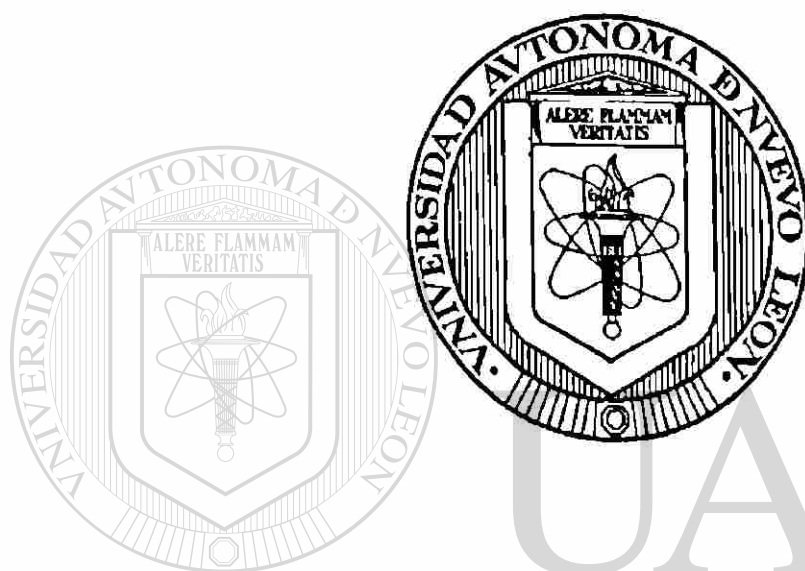
PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN CIENCIAS

EN INGENIERÍA QUÍMICA

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSTGRADO



**DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
EN LA ZONA DEL HUAJUCO, MEDIANTE EL SISTEMA DE FILTRO
PERCOLADOR Y CONTACTO DE SÓLIDOS.**

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Por

IVÁN ERUBEY RAMOS CABELLO

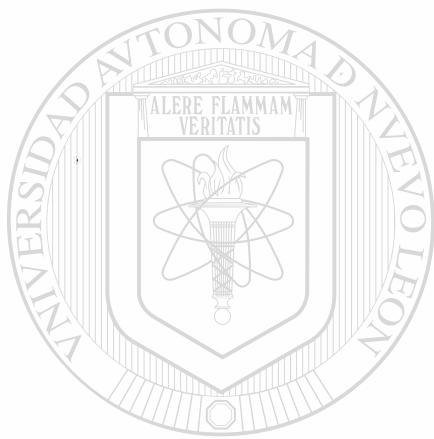
Ingeniero Civil

Universidad Autónoma de Nuevo León

Monterrey, Nuevo León

2000

**Para obtener el grado de MAESTRO EN CIENCIAS
con especialidad en Ingeniería Ambiental**



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



**DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES EN LA ZONA DEL HUAJUCO,
MEDIANTE EL SISTEMA DE FILTRO PERCOLADOR
Y CONTACTO DE SÓLIDOS.**

Aprobación de la tesis





M.C. Horacio González Santos

Asesor de la tesis

UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

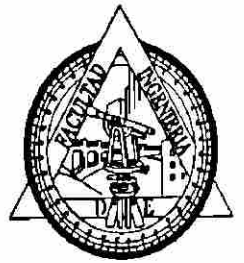
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS


Dr. Ricardo González Alcorta

Jefe de la División de Estudios de Postgrado



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 SECRETARIA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO



COMPROBANTE DE CORRECCION

Tesista: IVAN ERUBEY RAMOS CABELLO

Tema de la tesis: DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN LA ZONA DEL HUAJUCO, MEDIANTE EL SISTEMA DE FILTRO PERCOLADOR Y CONTACTO DE SÓLIDOS.

Este documento certifica la corrección DEFINITIVA del trabajo de tesis arriba identificado, en los aspectos: ortográficos, metológico y estilístico.

Recomendaciones adicionales:

Suprimir la referencia del título de la Tesis, en la portada y en las páginas de aprobación y dedicatoria.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Nombre y firma de quien corrigió:

Ramón Longoria
 Arq. Ramón Longoria Ramírez

El Secretario de Postgrado:

Ricardo
 Dr. Ricardo González Alcorta

Ciudad Universitaria, a 25 de agosto de 1998.

AT'N: ING. BENJAMÍN LIMÓN HERNANDEZ
COORDINADOR DE LA MAESTRIA DE
INGENIERÍA AMBIENTAL DE LA FACULTAD
DE INGENIERÍA CIVIL DE LA U.A.N.L.

Estimado Ing. Limón:

De acuerdo a los lineamientos a seguir para presentar el protocolo de tesis para obtener el grado de Maestro en Ciencias con especialidad en Ingeniería Ambiental, he realizado la presente, para constatar que ha sido aceptado por usted mi tema de tesis, así como mi protocolo y mi maestro asesor, siendo los siguientes:

Tema y Protocolo de tesis: Diseño de Planta de Tratamiento de Aguas en Zona del Huajuco mediante el sistema Bio-DOM TF/SC.

Maestro asesor: M.C. Horacio González Santos

Agradeciendo de antemano su atención y esperando que como aceptación, sea firmada la presente carta, quedo de usted. ®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Atte.



Ing. Iván Erubey Ramos Cabello
Pasante de Maestría en ingeniería Ambiental



Firma de aceptación
Ing. Benjamín Limón Rodríguez

Sán Nicolás de los Garza, N.L., a 3 de Octubre de 1996

AT'N: ING. OSCAR ROBLES SÁNCHEZ
SECRETARIO DE POSTGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA U.A.N.L.

Estimado Ing. Robles:

Me es grato comunicarle que en el mes de Agosto del año en curso se iniciaron los trabajos de recopilación de información que realiza el Señor *Iván Erubey Ramos Cabello* para la realización de su tesis titulada "*Diseño de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales en la Zona del Huajuco mediante el sistema Bio-DOM TF/SC*", en la cual me comprometo a brindarle asesoría durante el desarrollo del mismo.

Dichos trabajos y avances se esta realizando con financiamiento del mismo alumno y con apoyo de asesoría exterior por el consorcio GRUPO DOMOS-ORVISA, quién da las facilidades para el uso de sus instalaciones en cuanto a equipo computacional.

Mensualmente usted recibirá un reporte de avance de dicho trabajo. Sin mas por el momento reciba usted un cordial saludo.

San Nicolás de los Garza, N.L., a Octubre 3 de 1996

ATENTAMENTE



M.C. Horacio González Santos

Asesor de tesis

AT'N : ING. OSCAR ROBLES SANCHEZ
SECRETARIO DE POSTGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE
LA U.A.N.L.

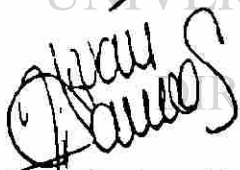
Estimado Ing. Robles:

En relación a mi aceptación de tema de tesis y protocolo de tesis para obtener el grado de Maestro en Ciencias con especialidad en Ingeniería Ambiental, le informo que ya fue aceptado por el Ing. Benjamín Limón Rodríguez, así como también fue aceptado el maestro asignado como mi asesor durante el desarrollo de mi tesis, el M.C. Horacio González Santos. El tema que desarrollaré se denomina: **Diseño de Planta de Tratamiento en la Zona del Huajuco mediante el sistema Bio-DOM TF/SC.**

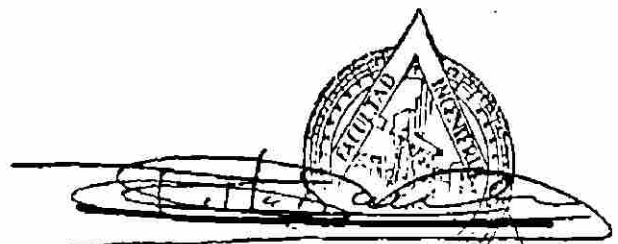
Anexo a ésta carta encontrará la carta de aceptación firmada por el Ing. Benjamín Limón Rodríguez, quién revisó mi protocolo de tesis, estando de acuerdo con ello, y una carta del asesor de mi tesis el M.C. Horacio González Santos donde acepta darme asesoría durante el desarrollo de la misma.

Esperando que ésta carta sea firmada por usted, estando de acuerdo en que presenté la carta de aceptación de tesis, protocolo y asesor firmada por el Ing. Benjamín Limón Rodríguez y la carta de aceptación del asesor firmada por el M.C. Horacio González Santos.

Atte.



Ing. Iván Erubey Ramos Cabello
Pasante de la Maestría de Ingeniería Ambiental



Firma de aceptación.
Ing. Oscar Robles Sanchez

Dedico esta tesis a:

MIS PADRES:

Lic. Enf. Rosa Elba Cabello Flores.
Ing. Bonifacio Ramos López.

Con todo respeto y eterno agradecimiento por el apoyo que me brindaron y a quienes debo todo lo que soy, ya que con su esfuerzo y dedicación me apoyaron en los momentos difíciles, en especial durante el transcurso de mis estudios de maestría.



MIS HERMANOS:

Lic. Enf. Ivonne Guadalupe
Arq. José de Jesús
Arq. Golber Gamaliel

A quienes agradezco su apoyo incondicional y estar siempre presentes conmigo.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

MI NOVIA:

Q.F.B. Juana Elvira Mancilla Medina

A quien respeto y admiro, y quien me acompañó y apoyó tanto en los momentos gratos como en los difíciles en el transcurso de la maestría.

Dedico esta tesis a:

MIS PADRES:

Lic. Enf. Rosa Elba Cabello Flores.

Ing. Bonifacio Ramos López.

Con todo respeto y eterno agradecimiento por el apoyo que me brindaron y a quienes debo todo lo que soy, ya que con su esfuerzo y dedicación me apoyaron en los momentos difíciles, en especial durante el transcurso de mis estudios de maestría.



MIS HERMANOS:

Lic. Enf. Ivonne Guadalupe

Arq. José de Jesús

Arq. Golber Gamaliel

A quienes agradezco su apoyo incondicional y estar siempre presentes conmigo.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

MI NOVIA:

Q.F.B. Juana Elvira Mancilla Medina

A quien respeto y admiro, y quien me acompañó y apoyó tanto en los momentos gratos como en los difíciles en el transcurso de la maestría.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi mas sincero agradecimiento al:

M.C. Horacio González Santos

por sus valiosas sugerencias para la realización del presente trabajo, así como el interés brindado en la revisión del mismo.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Al

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

**CONSEJO NACIONAL DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
(CONACYT)**

por el apoyo económico otorgado para la realización de mis estudios de maestría

A la División de Estudios de Postgrado, a través del Dr Ricardo González Alcorta; al Departamento de Ingeniería Ambiental, a través del Ing. Benjamín Limón Rodríguez.

A la empresa GRUPO DOMOS - ORVISA que permitió el uso de alguna información y equipo para el desarrollo de esta tesis, en especial al:

**Ing. Rogelio José Villarreal Bouza.
Ing. Rubén Ortega Durán
Ing. José Gonzalo Muñoz Rodríguez.
Ing. Oscar Fernández Castro**

por el apoyo brindado.

A mis compañeros de estudio, con quienes compartí diversas experiencias en el transcurso de nuestros días de estudiantes de maestría:

**I.Q. Eugenia Vázquez García.
I.Q. Adriana Mendoza Argüello.
Q.F.B. Juana Elvira Mancilla Medina.
Q.F.B. Eugenia Ordoñez Zentella.
Ing. Jesús Antonio Flores Ibarra.
Biol. Miguel Ángel Cárdenas García.
I.Q. Gilberto Sánchez Contreras.
Ing. Bernardo Javier Moya López.
Ing. José Luis Ochoa Delgado.
Q.B.P. César Roberto Franco Anaya.
Ing. Roberto Carlos Ortiz Díaz.
I.Q. Rogelio Soto García.
Ing. Adrián Sandoval Saqui.**

A mis maestros:

**M.C. David Fernández Camargo.
Lic. Ricardo Pedraza García.
Ing. Alfredo Núñez Cantú.
Q.B.P. Nelly Santos García
Q.F.B. Blanca Rodríguez Uribe.
M.C. Jimmy Loaiza Navia.
Ing. Benjamín Limón Rodríguez.
Dr. Manuel Barbarín Castillo.
Dra. Cecilia Rodríguez de Barbarín.
Ing. Omar Huerta Granados.
M.C. Horacio González Santos.
Ing. Benito Muñoz Hernández.
L.Q.I. Martha Herrejón Figueroa.
Ing. Edgar Amauri Arteaga Balderas.
Arq. Ramón Longoria Ramírez**

que sin interés me aportaron sus experiencias y conocimientos, por lo que les estaré siempre agradecido.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN ®
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

A todo ellos.....

GRACIAS.

CONTENIDO

	Página
CAPÍTULO I	
1.- Introducción.....	1
1.1.- Propósito General, Objetivos y Metas.....	4
1.2.- Políticas y Medios.....	4
1.3.- Alcances y Limitaciones del proyecto.....	5
1.4.- Marco Teórico - Metodológico.....	6
CAPÍTULO II	
2.- Antecedentes.....	7
CAPÍTULO III	
3.- El Medio físico y geográfico del municipio de Santiago, N.L.....	13
3.1.- Localización.....	14
3.2.- Extensión territorial.....	14
3.3.- Hidrografía.....	14
3.4.- Clima.....	15
3.5.- Orografía.....	15
3.6.- Clasificación y uso del suelo.....	15
3.7.- Marco social.....	16
3.7.1.- Población.....	16
3.7.2.- Educación, cultura, recreación y deporte.....	16
3.7.3.- Salud.....	17
3.7.4.- Vivienda.....	17
3.7.5.- Comunicaciones y transporte.....	17
3.7.6.- Servicios públicos.....	18
3.8.- Marco Económico.....	18
3.8.1.- Población económicamente activa.....	18
3.8.2.- Actividades económicas.....	18

CAPÍTULO IV

4.- Descripción y Cálculo de un Sistema de alcantarillado para el fraccionamiento “San Andrés”	20
4.1.- Descripción del sistema de alcantarillado.....	21
4.1.1.- ¿Qué es un sistema de alcantarillado?.....	21
4.1.2.- Tipos de redes de alcantarillado.....	22
4.2.- Cálculo de la red de alcantarillado.....	22
4.2.1.- Proyecto de la red de alcantarillado.....	22
4.2.2.- Cálculo de la red de alcantarillado.....	30
4.3.- Plano de la red de alcantarillado.....	40

CAPÍTULO V

5.- Los términos más comunmente utilizados en los sistemas de tratamiento biológicos de aguas residuales.....	41
5.1.- El Oxígeno Disuelto (OD).....	42
5.2.- La Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO).....	42
5.3.- Demanda Química de Oxígeno (DQO).....	44
5.4.- Los Sólidos Suspendidos Totales (SST).....	45
5.5.- Nutrientes.....	47
5.5.1.- El Carbón Orgánico Total (COT).....	47
5.5.2.- El Nitrógeno.....	47
5.5.3.- El Fósforo.....	49
5.6.- Potencial Hidrógeno (pH).....	50
5.7.- Las Grasas y Aceites.....	51
5.8.- Las Bacterias Coliformes.....	52

CAPÍTULO VI

6.- Descripción del Sistema TF/SC utilizado en el diseño de una planta de tratamiento.....	53
6.1.- Generalidades.....	54
6.2.- Descripción de proceso TF/SC.....	55
6.2.1.- Conceptos de diseño de procesos.....	57
6.2.1.1.- Tratamiento primario.....	58
6.2.1.2.- Los Filtros percoladores.....	59
6.2.1.3.- El Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos.....	61

6.2.1.4.- El Clarifloculador.....	64
6.3.- Resultados de la operación de plantas.....	66
6.4.- Crónica de desarrollos recientes.....	68
6.5.- Los Medios filtrantes en filtros percoladores.....	69
6.5.1.- Los Sistemas de drenaje inferior.....	71
6.5.2.- La Ventilación.....	72
6.6.- Evaluación de los medios plásticos en filtros percoladores.....	72
6.6.1.- Descripción.....	73
6.6.2.- Variaciones en el flujo según los medios.....	75
6.6.3.- Diseño.....	76
6.6.3.1.- La Remoción de DBO.....	76
6.6.3.2.- Limitación de Oxígeno.....	79
6.6.3.3.- El Taponamiento.....	80
6.7.- El Medio plástico tipo BIOdek.....	82
6.7.1.- Descripción general.....	83
6.7.2.- Aplicaciones especiales del medio BIOdek.....	85
6.7.3.- Soporte y estructura para el medio plástico BIOdek.....	88
6.7.4.- Especificaciones e instalación.....	89
 CAPÍTULO VII	
7.- Descripción y diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales.....	91
7.1.- Bases y criterios de diseño.....	92
7.1.1.- Ubicación de la planta.....	92
7.1.2.- Tipo de agua residual a tratar.....	92
7.1.3.- Flujo.....	92
7.1.3.1.- Gasto máximo (Q_{max}).....	93 [®]
7.1.3.2.- Gasto medio (Q_{med}).....	93
7.1.3.3.- Gasto de diseño ($Q_{diseño}$).....	94
7.1.4.- Caracterización del agua residual.....	94
7.1.5.- Normas de calidad.....	97
7.2.- Elementos que integran la planta de tratamiento de aguas residuales por diseñar.....	98
7.3.- Diagramas de flujo.....	98
7.3.1.- Diagrama de bloques.....	99
7.3.2.- Diagrama de proceso.....	100
7.4.- Diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales.....	101
7.4.1.- Rejillas de limpieza manual.....	101
7.4.2.- Desarenador.....	104
7.4.3.- Medidor Parshall.....	109
7.4.4.- Clarificador Primario.....	111
7.4.5.- Biotorre o Filtro Percolador con medio plástico.....	119

ÍNDICE DE FIGURAS

- Fig. No. 1.- Corte típico de localización de una tubería de la red de alcantarillado.
- Fig. No. 2.- Detalle de una zanja para tubería de red de alcantarillado.
- Fig. No. 3.- Atarjea con presión cero.
- Fig. No. 4.- Esquema del Nomograma de Manning.
- Fig. No. 5.- Perfil de la tubería de drenaje y el terreno.
- Fig. No. 6.- Componentes del Nomograma de Manning.
- Fig. No. 7.- Croquis de trazo de una red de drenaje y localización de registros.
- Fig. No. 8.- Rejillas en el Canal de entrada.
- Fig. No. 9.- Sección transversal del Canal de entrada.
- Fig. No. 10.- Barras de la Rejilla (Elevaciones).
- Fig. No. 11.- Planta de Canal Desarenador.
-
- Fig. No. 12.- Sección transversal del Canal Desarenador
-
- Fig. No. 13.- Sección longitudinal de Canal Desarenador y Canal Parshall, Sección B-B de Planta.
- Fig. No. 14.- Sección longitudinal del Canal Desarenador y del Canal Parshall con las variables por calcular.
- Fig. No. 15.- Sección transversal del Canal Desarenador con los niveles mínimo y máximo de agua.
- Fig. No. 16.- Parte inferior del Canal Desarenador.
- Fig. No. 17.- Sección transversal de ambos Canales Desarenadores.
- Fig. No. 18.- Planta y Elevación del Medidor Parshall, dimensionadas.
- Fig. No. 19.- Área y dimensiones del Clarificador Primario.

Fig. No. 20.- Sección longitudinal del Clarificador Primario con las dimensiones de largo, altura hidráulica y pendiente de fondo.

Fig. No. 21.- Planta de canaleta y tipo de vertedores.

Fig. No. 22.- Canaleta

Fig. No. 23.- Longitud de la Canaleta y de los Vertedores.

Fig. No. 24.- Dimensiones de la Canaleta del Clarificador Primario.

Fig. No. 25.- Vertedor triangular.

Fig. No. 26.- Planta y sección del Clarificador Primario.

Fig. No. 27.- Dimensiones de la tolva del Clarificador Primario.

Fig. No. 28.- Área superior e inferior de la Tolva.

Fig. No. 29.- Sección transversal del canal efluente del Clarificador Primario.

Fig. No. 30.- Planta del arreglo de bioempaque plástico en la Biotorre y Sección transversal de la Biotorre.

Fig. No. 31.- Sección transversal del Canal efluente de la Biotorre.

Fig. No. 32.- Arreglo de los difusores en el Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos.

Fig. No. 33.- Dimensiones del Digestor Anaeróbico de Lodos.

Fig. No. 34.- Dimensiones de los Lechos de Secado.

ÍNDICE DE ANEXO A: NOMOGRAMAS Y TABLAS UTILIZADAS

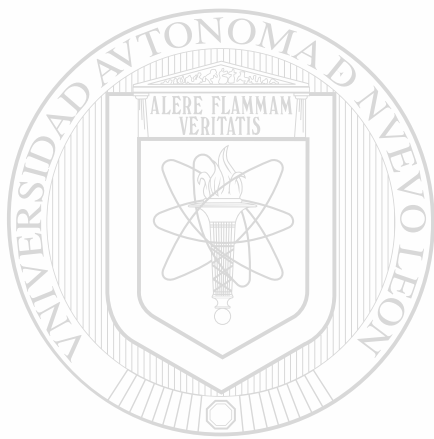
- Anexo A. 1.-** Consumo de agua potable para edificación residencial y uso de instalaciones
- Anexo A. 2.-** Nomograma de la Fórmula de Manning para tubería de concreto con $n = 0.013$.
- Anexo A. 3.-** Variaciones del proceso TF/SC (Filtro Percolador/Contacto de Sólidos).
- Anexo A. 4.-** Resumen de algunos proyectos donde se utilizó el sistema TF/SC.
- Anexo A. 5.-** Sección transversal de Clarificador Primario.
- Anexo A. 6.-** Desempeño de tratamiento primario.
- Anexo A. 7.-** Efecto de la Carga Hidráulica y Número de módulos en la eficiencia del Filtro Percolador o Biotorre.
- Anexo A. 8.-** Predicción de la remoción de la DBO_5 soluble en Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos.
- Anexo A. 9.-** Sección transversal de Clarifloculador.
-
- Anexo A. 10.-** Curvas de desempeño para Clarificador convencional y Clarifloculador.
- Anexo A. 11.-** Datos de diseño para 5 plantas operando con el sistema TF/SC.
- Anexo A. 12.-** Desempeño de la planta de tratamiento de Corvallis.
- Anexo A. 13.-** Desempeño de la planta de tratamiento de Eureka.
- Anexo A. 14.-** Desempeño de la planta de tratamiento de Garland.
- Anexo A. 15.-** Desempeño de la planta de tratamiento de la ciudad de South Salt Lake.
- Anexo A. 16.-** Desempeño de la planta de tratamiento de Sunnyside.
- Anexo A. 17.-** Resumen de los resultados del estudio de la planta piloto de Omaha.

- Anexo A. 18.-** Medios filtrantes típicos para filtros percoladores.
- Anexo A. 19.-** Propiedades físicas de los medios filtrantes de los filtros percoladores.
- Anexo A. 20.-** Sistemas de drenaje inferior para filtros de piedra.
- Anexo A. 21.-** Sistema de drenaje inferior típico de un filtro de torre.
- Anexo A. 22.-** Planta de un plan piloto.
- Anexo A. 23.-** Concentración promedio de los parámetros del influente del estudio piloto.
- Anexo A. 24.-** Tipos de medios comparados.
- Anexo A. 25.-** Resumen de desempeño de los filtros percoladores de 6.10 m para los períodos de prueba 1, 2 y 3.
- Anexo A. 26.-** Resumen de desempeño de los filtros percoladores de 3.00m para los períodos de prueba 1 y 2.
- Anexo A. 27.-** Resumen de desempeño de los filtros percoladores de 6.10 m para los períodos de prueba 4, 5 y 6.
- Anexo A. 28.-** Resumen de desempeño de los filtros percoladores de 3.00 m para los períodos de prueba 3,4 y 5.
- Anexo A. 29.-** Carga de la DBO soluble contra la remoción de la DBO soluble en las torres de 6.10 m y 3.00 m con medios CF 60°.
- Anexo A. 30.-** Perfil de la DBO soluble a través de los medios VF y CF 60° con una carga hidráulica de 2.3 m/h.
- Anexo A. 31.-** Coeficientes cinéticos para varios tipos de medios.
- Anexo A. 32.-** Comparación de valores de “k” de varios estudios con filtros percoladores usando $n = 0.5$
- Anexo A. 33.-** Acumulación de sólidos en medio CF 60° en los primeros 1.20 m de la parte superior del filtro percolador operado seis semanas con 1.30 Kg/m^3 de DBO total.
- Anexo A. 34.-** Remoción de amonio en medios a 45° y medio al azar.

- Anexo A. 35.-** Módulo de medio plástico tipo CF (Crossflow) BIOdek.
- Anexo A. 36.-** Flujo a través del medio plástico BIOdek.
- Anexo A. 37.-** Aplicación de diversos medios BIOdek.
- Anexo A. 38.-** Comparación de eficiencias de Filtros Percoladores de oca y Filtros Percoladores con BIOdek.
- Anexo A. 39.-** Arreglo típico de una Biotorre.
- Anexo A. 40.-** Comparación del tiempo de retención entre un medio plástico BIOdek y un medio plástico de hojas verticales a una profundidad de 10 ft.
- Anexo A. 41.-** Curva de desempeño para remoción en porciento de DBO_5 y para varias cargas en aguas residuales municipales.
- Anexo A. 42.-** Tratamiento secundario completo
- Anexo A. 43.-** Sistema TF/SC (Filtro Percolador/Contacto de Sólidos).
- Anexo A. 44.-** Pretratamiento.
- Anexo A. 45.-** Nitrificación en medios BIOdek.
-
- Anexo A. 46.-** Curva de desempeño para nitrificación.
- Anexo A. 47.-** Desnitrificación en medios BIOdek.
- Anexo A. 48.-** Reducción de nitratos en sobreflujos de Biofiltros.
- Anexo A. 49.-** Torre para Oxidación de olores.
- Anexo A. 50.-** Remoción de H_2S a través del arreglo.
- Anexo A. 51.-** Sistema de soporte para medios plásticos BIOdek.
- Anexo A. 52.-** Biotorre circular.
- Anexo A. 53.-** Biotorre rectangular.
- Anexo A. 54.-** Factores punta para caudales de aguas residuales domésticas.
- Anexo A. 55.-** Valores de β debidos a Kirschmer.

- Anexo A. 56.-** Curvas para determinación de profundidad crítica en canales.
- Anexo A. 57.-** Fórmulas para vertedores Parshall.
- Anexo A. 58.-** Dimensiones típicas de medidores Parshall.
- Anexo A. 59.-** Límites de aplicación de medidores Parshall.
- Anexo A. 60.-** Información típica para diseño de tanques sedimentadores primarios.
- Anexo A. 61.-** Recomendaciones generales para tanques sedimentadores de agua residual doméstica.
- Anexo A. 62.-** Criterios de diseño para filtros percoladores con medios plásticos.
- Anexo A. 63.-** Datos obtenidos durante períodos de prueba en otoño e invierno.
- Anexo A. 64.-** SST en el influente vs. SST en el efluente de filtros percoladores de 3.00 m y 6.10 m de altura con varios medios.
-
- Anexo A. 65.-** Información típica de proyecto para combinaciones de procesos de tratamiento aerobios.
- Anexo A. 66.-** Difusores de la marca DIFFUSED GAS TECHNOLOGIES INC.
- Anexo A. 67.-** Modelos de Sopladores DUROFLOW.
- Anexo A. 68.-** Dimensiones de los Sopladores.
- Anexo A. 69.-** Dimensiones comerciales del Clarifloculador.
- Anexo A. 70.-** Sección transversal de Clarifloculador.
- Anexo A. 71.-** Detalles constructivos de un Clarifloculador.

- Anexo A. 72.-** Concentraciones típicas de fangos sin espesar y espesados y cargas de sólidos para espesadores por gravedad.
- Anexo A. 73.-** Criterios de proyecto típicos para el dimensionamiento de digestores anaeróbicos.
- Anexo A. 74.-** Valores típicos de las superficies necesarias para lechos de secado abiertos.
- Anexo A. 75.-** Dosis para diversas aplicaciones de la clorinación, colección, tratamiento y evacuación del agua residual.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

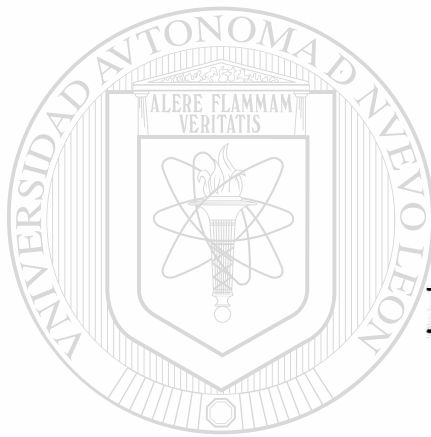
PRÓLOGO

En nuestros días, el agua se ha convertido en un elemento natural cada vez más importante, dado que en cierto modo hemos sobreexplotado los acuíferos y las represas ya no son suficientes para abastecer a la población; de ahí la importancia de reciclar el agua, sometiéndola a un tratamiento específico, para su reuso. El reusar el agua ya tratada disminuye las demandas de volúmenes de las poblaciones hacia las fuentes de abastecimiento y, en algunas empresas, esto se refleja en la disminución de los costos de operación.

En los últimos años se han desarrollado numerosos sistemas de tratamiento de aguas residuales, dependiendo del origen y características de éstas. Existen sistemas para el tratamiento de aguas residuales industriales que se adecuan de acuerdo al proceso de la empresa y los desechos producidos.

El sistema de tratamiento que se desarrolla en esta tesis lleva el nombre de "BIO-DOM TF/SC", y se realizó con base en el sistema conocido como TF/SC; llamado así por sus siglas : TF.- Tricking Filter (Filtro Percolador), SC.- Solid Contacts (Contacto de sólidos). El tipo de aguas residuales a tratar con este sistema es de origen doméstico, pero puede ser utilizado también en el tratamiento de agua residual industrial, estudiando debidamente cada caso particular.

El desarrollo de este trabajo aporta una alternativa más a los numerosos sistemas empleados para el tratamiento del agua residual doméstica sanitaria y da a conocer los aspectos más importantes del proceso que se sigue en el tratamiento elegido.



CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

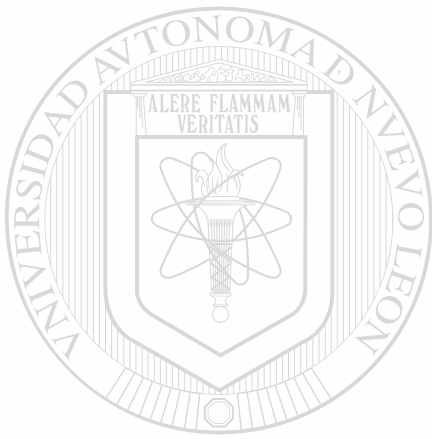
Toda comunidad o industria produce residuos que pudieran ser contaminantes, tanto sólidos como líquidos. La parte líquida, aguas residuales, procede esencialmente del agua limpia suministrada a la comunidad o a la industria, después de haber sido desechada por los diversos usos a que fue sometida.

Desde el punto de vista de las fuentes de generación, las aguas residuales pueden definirse como una combinación de líquidos o caudales portadores de residuos procedentes de residencias, centros comerciales, industrias e instituciones públicas.

En el agua residual estancada por cierto tiempo, se produce la descomposición de la materia orgánica que contiene y suele producir grandes cantidades de gases malolientes y atraer gran cantidad de insectos. El agua residual "sin tratar" suele contener frecuentemente, numerosos microorganismos patógenos o causantes de enfermedades si se alojan en el aparato intestinal humano. Por estas razones, la eliminación y evaluación inmediata, no solamente es deseable sino necesaria en cualquier sociedad.

Por estas razones se han diseñado plantas de tratamiento de aguas residuales y construido para reducir la cantidad de elementos y materias contaminantes presentes en el ambiente. Estas plantas ayudan a controlar la contaminación de las fuentes de agua, a controlar en parte ciertas enfermedades y a producir agua con una calidad que pudiera ser usada para el riego, para el aseo de edificios o de equipo en la industria, o en otros procesos.

Las aguas residuales de los pueblos y ciudades, deben ser conducidas finalmente a cuerpos receptores de agua o a la misma tierra. La compleja pregunta acerca de cómo los contaminantes de las aguas residuales deben ser removidos para proteger el entorno y en qué cantidades, precisa de una contestación específica en cada caso concreto. Ello requiere del análisis de las condiciones y necesidades locales, junto con la aplicación del conocimiento científico, de la experiencia previa de Ingeniería y de las Leyes y Reglamentos creados para el caso.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

1.1 Propósito General, Objetivos y Metas

El propósito general de este trabajo de tesis, es el de diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales para alguna comunidad del cañón del Huajuco (la región seleccionada es el Fraccionamiento San Andrés) con el fin de proteger la salud pública de los habitantes y reutilizar el agua tratada para fines de riego de jardines ornamentales (con base a la Norma Oficial Mexicana correspondiente), por lo que también se propondrá y calculará una red de drenaje con colectores que conduzcan el agua hacia la planta.

Objetivos:

1. Soportar altas sobrecargas orgánicas y picos de flujo.
2. Utilizar un mínimo de espacio para su construcción (tanques que conforman el proceso principal TF/SC).
3. Reducir al mínimo la producción de lodos.
4. Eliminar los olores desagradables.
5. Obtener efluentes 30 - 30, 10 - 10, según se requiera.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

1.2 Políticas y Medios

La información necesaria para el diseño de la planta de tratamiento se obtuvo mediante planos de planimetría y altimetría de la región del Huajuco en las áreas aledañas a la carretera nacional, desde la salida del municipio de Monterrey hasta la presa Rodrigo Gómez (La Boca) situada en el municipio de Santiago, N.L.

Se obtuvo información de las instalaciones sanitarias en las casas habitación mediante encuestas a los vecinos del lugar. También se eligió el lugar donde se colocará la planta de tratamiento de aguas residuales; mediante diversos estudios del fraccionamiento.

La información para el estudio del proceso principal de este diseño se obtuvo de diversos artículos publicados, en revistas especializadas así como de varios libros de texto sobre el diseño y disposición de las aguas residuales, según se detalla en la bibliografía correspondiente a esta tesis.

Los datos de equipos y materiales requeridos en el diseño se obtuvieron gracias al apoyo de algunas empresas que proporcionaron catálogos de los equipos que utilizan o recomiendan.



1.3 Alcance y Limitaciones del Proyecto

El alcance de este trabajo de tesis será la propuesta y el diseño de la red de alcantarillado para este Fraccionamiento, así como el diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales generadas en el mismo y la forma de que conducir el agua residual hasta la planta tratadora. El agua tratada se almacenará en un tanque final desde donde se podrá disponer de ella para regar la áreas verdes (jardines) que se requieran cumpliendo con las Normas Ecológicas respectivas.

La realización de este proyecto se propondrá a los fraccionadores para saber si juzgan conveniente o no el utilizar este tipo de planta de tratamiento.

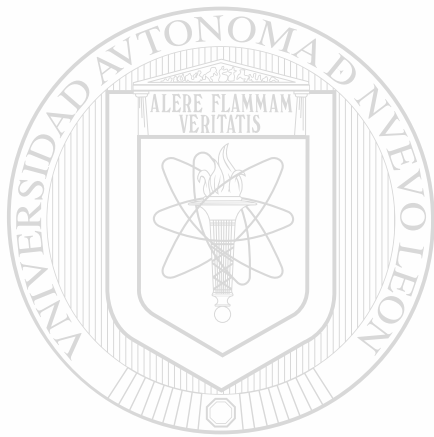
Se analizarán los resultados de este diseño para evaluar los pros y los contras de su utilización.

1.4 Marco Teórico - Metodológico

La metodología de investigación para el diseño de esta planta de Tratamiento esta basada en las Normas Oficiales Mexicanas siguientes:

NOM-001-ECOL-1996

NOM-003-ECOL-1996

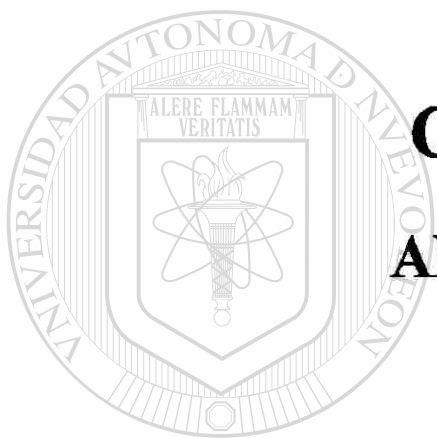


UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



CAPITULO II

ANTECEDENTES

UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CAPÍTULO II ANTECEDENTES

Continuamente aumenta el problema de la escasez de agua de buena calidad, adecuado para el abastecimiento público, para el uso industrial o para el uso agrícola.

Lo anterior se debe al aumento de la demanda de agua, al desperdicio o mal manejo de ésta, a la redistribución de la disponibilidad de este recurso y a la degradación de su calidad en el medio ambiente.

Distribución aproximada del agua en el planeta Tierra se aprecia en la siguiente tabla.

Tabla No. 1.- Distribución del agua en el planeta Tierra

No.	RECURSO AGUA	% PORCIENTO
1	Océanos	94.2
2	Glaciares	1.65
3	Lagos	0.016
4	Humedad del suelo	0.006
5	Vapor Atmosférico	0.001
6	Ríos (Cauces)	0.0001
7	Subterránea (Total)	4.13
8	Subterránea en una profundidad menor que 880 m.	0.28

Se puede considerar agua dulce, esto es con bajos contenidos de sales disueltas y otros contaminantes, los recursos de los números 2, 3, 4, 5, 6 y parte del 8. Esto indica la necesidad de hacer un uso más racional del agua disponible y de las áreas de oportunidad en la desalación de agua.

Por otra parte, se estima que aproximadamente el 65 % de las lluvias que caen en la tierra emergente es originada por la transpiración de las plantas y sólo un 35 % es originado (en promedio) por el agua evaporada en los océanos, lo cual nos lleva a señalar la importancia de la conservación de las áreas verdes, bosques y selvas, ya que casi todo el vapor de agua que se genera en los océanos se precipita en ellos mismos.

En el nivel local, seguramente observamos que cada vez con mayor frecuencia e intensidad baja la disponibilidad de agua de buena calidad, haciéndose necesario el efectuar inversiones, gastos de operación y mantenimiento cada vez mayores, para poder obtenerla. Como se mencionó anteriormente, este problema se agrava cuando se degradan los escasos volúmenes de agua disponibles debido a las descargas en ellos, de sustancias contaminantes que destruyen la posibilidad de usos tales como potable, industrial, para riego y para usos recreativos.

Esto hace cada vez más necesario reutilizar y, en algunos casos, recircular el agua con mayor intensidad; así como el reducir y controlar las descargas de contaminantes a los cuerpos de agua y a las aguas subterráneas.

Hasta la fecha, se han desarrollado y empleado diversos sistemas para el tratamiento de las aguas residuales que son adecuados para distintos flujos, volúmenes, calidades del agua no tratada y sus variaciones, para lograr diversas calidades en el agua tratada.

El mejor sistema o planta para tratamiento, en cada caso, será el que produzca, con menor "costo anual total", la calidad de agua requerida o suficiente, en el efluente, sin perder de vista el aspecto del tratamiento y la disposición final de los subproductos.

Continuamente aparecen en el mercado sistemas nuevos y modificaciones y mejoras a los tradicionalmente empleados, los que se deben evaluar, considerando también las condiciones socioeconómicas y tecnológicas de la región y del país.

En este aspecto, se debe considerar la factibilidad financiera de la reposición y del mantenimiento del equipo, así como los costos de operación, el grado de dificultad de la operación, su confiabilidad y las experiencias positivas (o negativas) de estos sistemas empleados para casos similares, en el país o en el extranjero.

Un sistema de tratamiento de aguas residuales representa una inversión substancial. Existe para prevenir contaminación, para eliminar condiciones desagradables, y para evitar riesgos en la salud a la comunidad. Pero esta inversión puede perderse rápidamente, o las capacidades del sistema no serán utilizadas si no se proporciona una adecuada operación y mantenimiento del sistema.

En los sistemas biológicos se busca la oxidación o la estabilización de la materia orgánica; generalmente son procesos de tratamiento biológicos aeróbicos (en presencia de suficientes concentraciones de oxígeno disuelto) ocasionalmente combinados, simultáneamente o precedidos por tratamientos biológicos (en ausencia de gas oxígeno disuelto en el agua).

Los sistemas de tratamiento sirven para remover carga orgánica (DBO_5 , DQO, COT) biodegradable y algo de nutrientes (N y P), por conversión a microorganismos o biomasa bacteriana y subproductos. Se requiere que existan cantidades suficientes de nutrientes y ausencia o baja concentración de inhibidores de crecimiento bacteriano. Se requiere proporcionar condiciones ambientales adecuadas incluyendo control de temperatura, pH, sales disueltas, y en algunos casos agitación para suspender la biomasa.

En el caso de tratamiento “biológico aeróbico” (en presencia de gas oxígeno disuelto) los subproductos son: biomasa o bacterias aeróbicas, agua, CO_2 , sales minerales, amoníaco, nitritos y sulfatos. Estos procesos biológicos son relativamente fáciles de controlar y generalmente no producen problemas de olores desagradables.

Entre ellos se pueden mencionar:

- Las lagunas aireadas
- Los sistemas de “lodos activados” en algunas de sus variantes como: completamente mezclado, aireación extendida, aireación modificada, aireación escalonada, estabilización por contacto y otros.
- Los percoladores biológicos
- Los discos rotatorios biológicos
- Las combinaciones de procesos de percoladores biológicos y lodos activados.

En los tratamientos biológicos se requiere implantar una fase posterior adicional para separar el agua ya tratada de la biomasa en que fue convertida parte de la carga orgánica. Los excesos de lodos biológicos deben recibir: tratamiento, manejo y disposición final, adicional distintos a los aplicados al agua residual.

Los aspectos teóricos del proceso, incluyendo la microbiología, la cinética de reacción y, hasta cierto punto, su funcionamiento, son la base de una aplicación práctica en el diseño, construcción y puesta en operación de un sistema completo para el tratamiento del agua.

Este diseño está enfocado hacia un sistema biológico aeróbico que combina los procesos de filtros percoladores biológicos y los lodos activados (TF/SC, Trickling Filter and Solid Contacts - Filtros Percoladores y Contacto de Sólidos)

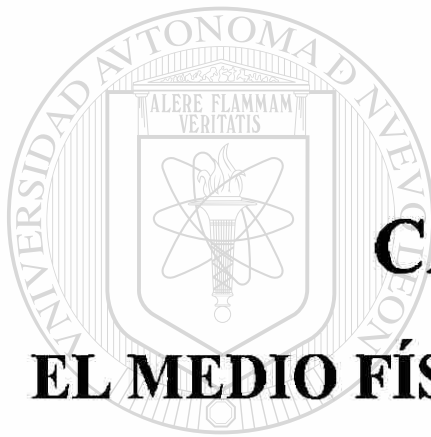


UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



CAPITULO III

EL MEDIO FÍSICO Y GEOGRÁFICO DEL

MUNICIPIO DE SANTIAGO, N.L

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CAPÍTULO III

EL MEDIO FÍSICO Y GEOGRÁFICO DEL MUNICIPIO DE SANTIAGO, N.L.

3.1.- Localización.

Este municipio se localiza al sur del municipio de Monterrey y se ubica en las coordenadas 25°26' de latitud norte y 100°08' de longitud oeste; a 445 metros sobre el nivel del mar. Los poblados más importantes del municipio son las congregaciones de San Pedro, la de San Francisco, la de Piedra de Fierro y El Barrial.

Santiago limita al norte con Santa Catarina, San Pedro Garza García y Juárez, al sur con el estado de Coahuila, al este con Allende y Cadereyta y al oeste con el estado de Coahuila.

3.2.- Extensión Territorial.

El municipio de Santiago tiene una superficie total de 763.80 Km² la cual corresponde al 1.18 % de la superficie del estado de Nuevo León y a un 0.38 % de la superficie de la República Mexicana.

3.3.- Hidrografía.

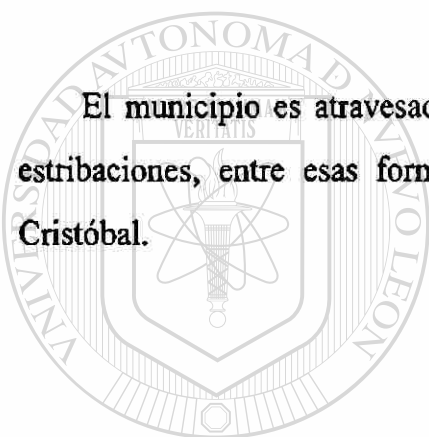
En este municipio nace el río San Juan, que es el más importante de la cuenca central, cuyas aguas son permanentes y abundantes, pues riegan una extensa superficie.

3.4.- Clima.

El clima, en promedio es templado, con gran oscilación térmica y con régimen de lluvias durante todo el año. En invierno, la temperatura suele descender hasta 0°C y en verano la temperatura máxima suele ser de 38°C, con una temperatura media anual de 28 °C.

3.5 Orografía.

El municipio es atravesado en el sur por la Sierra Madre Oriental y sus diversas estribaciones, entre esas formaciones destacan el Cañón del Huajuco y el de San Cristóbal.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

3.6.- Clasificación y Uso del Suelo.

El tipo de suelo de este municipio está constituido en su gran mayoría por litosol, regosol y luvisol, y en menor grado por rendzina, vertisol y fluvisol. En cuanto al uso potencial del suelo, están dedicadas a la ganadería unas 34.331 hectáreas, a la agricultura 10,747 hectáreas y al área urbana 1,100 hectáreas.

La tenencia de la tierra es mayormente por propiedad privada y en segundo lugar, por tenencia ejidal.

3.7.- Marco Social.

3.7.1.- Población.

La población total estimada del municipio en el año 1987 ascendió a 70,000 habitantes. La densidad de la población es de 41.56 habitantes por kilómetro cuadrado. En la cabecera municipal se concentra la tercera parte de la población con una densidad de 31 habitantes por hectárea. La mayor parte de la población es joven.

3.7.2.- Educación, Cultura, Recreación y Deporte.

El municipio cuenta con escuelas que imparten educación preescolar, y primaria, escuelas de capacitación para el trabajo, secundarias, una escuela técnica de nivel medio terminal, una escuela de educación media superior y una escuela preparatoria en turno matutino.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Existen balnearios en El Alamo y en San Francisco, así como con la fuente termal La boca. En la presa Rodrigo Gómez se practica la pesca; en el cercano pueblo del mismo poblado está la famosa cascada Cola de Caballo.

En las Principales localidades de Santiago existen canchas deportivas.

3.7.3.- Salud.

Para la atención a la salud en el municipio de Santiago, se cuenta con casas de salud, centros de salud, centros de salud rural dispersos y unidades auxiliares de salud, dependientes de la Secretaría Estatal de Salud (SES). Además funciona una unidad médico familiar con hospitalización, dependiente del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS). El centro municipal del sistema para el Desarrollo Integral de la Familia (DIF) también proporciona servicios médicos a la población.

3.7.4.- Vivienda.

Generalmente, el tipo de construcción de las viviendas es de adobe y ladrillo en los muros y madera y concreto en el techo. La mayor parte de las viviendas cuentan con energía eléctrica, agua potable y drenaje. La tenencia de la vivienda es fundamentalmente privada.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

3.7.5.- Comunicaciones y Transportes.

La carretera federal Núm. 85 comunica al municipio con Guadalupe, Monterrey, San Nicolás de los Garza, Sabinas Hidalgo y Nuevo Laredo, Tamaulipas hacia el norte; y con Allende, Montemorelos, Hualahuises, Linares y el estado de Tamaulipas hacia el sureste. Los transportes foráneos recorren la ruta Monterrey - Villa de Santiago - El Cercado - El Alamo. Cuenta con una sucursal de telégrafos, teléfonos, correos y, además, se reciben señales de radio y televisión.

3.7.6.- Servicios Públicos.

El municipio cuenta con los servicios de energía eléctrica, agua y alcantarillado, plazas, alumbrado público, pavimentación, centros deportivos, panteón, transportación colectiva y seguridad pública.

3.8.- Marco Económico.

3.8.1.- Población Económicamente activa.

La población económicamente activa estimada es de 11,145 habitantes, la cual en su mayoría, se dedica al sector primario (agricultura) y, en menor grado, al secundario (maquiladora).

3.8.2.- Actividades Económicas.-

Agricultura.- La agricultura de este municipio comprende una buena variedad de cultivos, entre los que destacan maíz, manzana, durazno, chabacano, ciruela y frutales cítricos.

Ganadería .- La ganadería en el municipio de Santiago se constituye por ganado de tipo vacuno y porcino. La producción de carne de este ganado es empleada para satisfacer la demanda local.

Industria.- Existe una maquiladora de camisas que genera un gran número de empleos para la población de Santiago.

Turismo.- Dentro de las zonas turísticas que más destacan se encuentran la cascada cola de caballo, la Laguna de Sánchez; pueblos típicos de la sierra como los siguientes: La Ciénega de San Juan Bautista, El tejocote, San José de las Boquillas, Bahía Escondida (desarrollo turístico), Cryco (lienzo charro), Bocapalma (desarrollo deportivo turístico), arroyo “La Chueca”, Presa “Rodrigo Gómez, (La Boca)”, Exhibición de artesanías en el poblado la Cieneguilla, albercas El Alamo (desarrollo acuático) Motel La Ciénega (enclavado en la sierra) y molindas típicas en Huajuquito.

Comercio.- Santiago esta íntimamente ligado con el comercio y los servicios turísticos. Anualmente se realiza una feria de la manzana con venta de artesanías locales, regionales y nacionales, un día por semana hay mercado sobre ruedas en el Cercado. Las molindas son otro giro concurrido en las orillas de la carretera nacional (carretera Federal # 85). Las panaderías típicas producen todo tipo de pan dulce, blanco, repostería, turcos, cemitas y empanadas.



CAPITULO IV

DESCRIPCION Y CALCULO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PARA EL FRACCIONAMIENTO

“SAN ANDRES”.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CAPÍTULO IV

DESCRIPCIÓN Y CÁLCULO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PARA EL FRACCIONAMIENTO SAN ANDRÉS

4. 1.- Descripción del Sistema de Alcantarillado.

4.1.1.- ¿Qué es un sistema de alcantarillado?.

Toda comunidad genera residuos, tanto líquidos como sólidos. La fracción líquida - agua residual - está constituida esencialmente, por el agua de abastecimiento, después de haber sido contaminada por los diversos usos a que ha sido sometida. Desde el punto de vista de su origen, las aguas residuales pueden definirse como un combinación de los desechos líquidos procedentes de las viviendas, de las instituciones y/o de los establecimientos comerciales e industriales, junto con las aguas subterráneas, superficiales y de lluvia que pueden agregarse a las anteriores.

Si se dejan estancar las aguas residuales sin tratar, la descomposición de la materia orgánica que contienen puede dar lugar a la producción de grandes cantidades de gases pestilentes. Además, las aguas residuales no tratadas contienen usualmente numerosos organismos patógenos o causantes de enfermedades, los cuales pueden habitar en el aparato intestinal humano, o bien encontrarse en ciertos vertedores industriales. También suelen contener nutrientes que estimulan el crecimiento de plantas acuáticas, e incluso contener compuestos tóxicos. Por estas razones, en una sociedad industrializada no es sólo deseable, sino necesario, el tratamiento inmediato y sin molestias de las aguas residuales cerca de sus lugares de generación, seguido de su evacuación o reuso.

Para la eliminación de estas aguas residuales es necesaria la planificación y diseño de instalaciones de recogida (sistema de alcantarillado) y bombeo de las mismas. Ello implica normalmente la determinación de caudales de aguas residuales, el diseño hidráulico de las alcantarillas y la selección de las instalaciones complementarias apropiadas. La rehabilitación de las redes de saneamiento existentes y el proyecto de nuevos sistemas exigen también el análisis de la infiltración y afluencia de los caudales incontrolados a las redes de saneamiento y de los medios para limitar su presencia, así como el estudio de los posibles olores y la corrosión que pudiesen producirse en las alcantarillas y la influencia de estos factores en el proyecto. La etapa final consiste en la selección de bombas y el diseño de estaciones de bombeo para conducir las aguas residuales a las instalaciones de tratamiento.

4.1.2.- Tipos de redes de alcantarillado.

Las redes de alcantarillado pueden ser de dos tipos básicos: **separativas o unitarias**. Las **redes separativas** se utilizan para recoger y transportar exclusivamente las aguas residuales (los términos separativo y sanitario se utilizan a menudo indistintamente con referencia a las alcantarillas y a las redes de saneamiento). Las **redes unitarias** se proyectan para recoger y transportar tanto las aguas residuales como las pluviales. La existencia de un porcentaje relativamente pequeño de alcantarillas unitarias dentro de la red de saneamiento municipal es suficiente para clasificar al sistema como unitario.

4.2. Cálculo de la red de alcantarillado.

4.2.1.- Proyecto de la red de alcantarillado.

Los objetivos principales de una red de alcantarillado son:

- a) Proteger la salud pública.
- b) Contar con un buen saneamiento.
- c) Permitir el tratamiento de las aguas negras en forma segura y económica, llevándolas hasta la planta de tratamiento.

Se muestran a continuación las especificaciones a seguir, de acuerdo al sistema a utilizar.

Tabla No. 2.- Especificaciones para una red de alcantarillado, de acuerdo a los sistemas público y privado.

CONCEPTO	SISTEMA PUBLICO		SISTEMA PRIVADO
	SADM	SARH	IIC-FIC-UANL
1.- Clase de tubería	Concreto	Concreto y PVC	Concreto, barro, PVC, AC, FoVo, Polietileno, acero
2.- Diámetro mínimo	Ø 8" atarjea (20 cm)	Ø 6" (15 cm)	Ø 6" (15 cm)
3.- Profundidad de atarjea	1.50 m lomo de tubo	0.80 m lomo de tubo	0.40 m
4.- Localización	Centro de calle	Centro de calle	andador
5.- Ramal sanitario domiciliario.	Barro y concreto	Barro, concreto, PVC	Concreto, PVC, polietileno, FoVo, asb-cem
6.- Registros	Cónicos, ladrillos prensado. D= 1.20m, hmin=1.75m Centro de calle	Cónico ladrillo D=1.20m hmin.=1.0m Centro de calle	Rectangular 40 x 60, 60 x 80, y cónico en ocasiones andador, pisos
7.- Pendiente mínima en la tubería.	Para tubo Ø 8" S= 4 milésimas	para tubo Ø 6" S= 5 milésimas	Ø 4" ⇒ S=1.5% Ø 6" ⇒ S=1.0 % S=4 miles

El sistema que se especifica para este proyecto, es el sistema público, de acuerdo a las especificaciones para SADM

Un detalle típico de localización de una tubería de la red de alcantarillado es la siguiente.

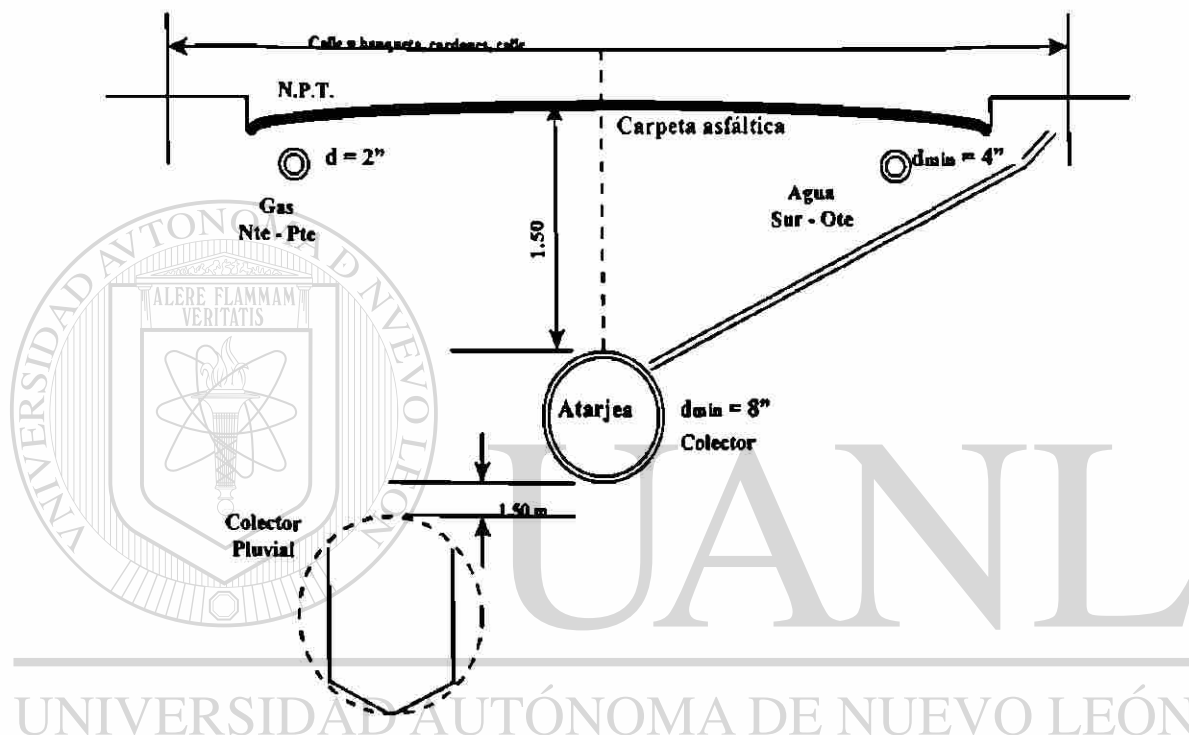


Fig. No. 1.- Corte típico de localización de una tubería de la red de alcantarillado

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Atarjeas .- Tuberías de concreto con un $d_{\min} = 20$ cm (8") se instalan a una profundidad de 1.50 m a lomo.

Las tuberías que se utilizan en un red de alcantarillado son las siguientes:

- $\varnothing 4$ " (10 cm)
- $\varnothing 6$ " (15 cm)
- $\varnothing 8$ " (20 cm)
- $\varnothing 10$ " (25 cm)
- $\varnothing 12$ " (30 cm)

- f) Ø 15"(38 cm)
- g) Ø 18"(46 cm)
- h) Ø 21"(54 cm)
- i) Ø 24"(61 cm)
- j) Ø 30"(76 cm)
- K) Ø 36"(91 cm)
- l) Ø 42"(108 cm)
- m) Ø 48"(122 cm)
- n) Ø 60"(153 cm)

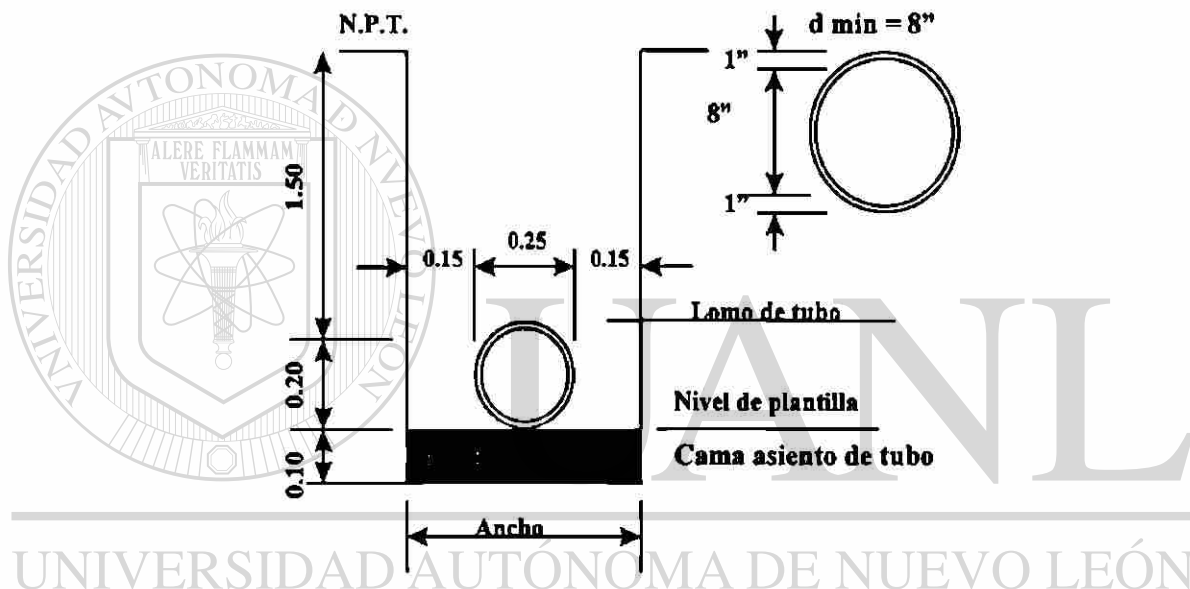


Fig. No. 2.- Detalle de una zanja para tubería de red de alcantarillado ®
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Ancho de la zanja.- Depende del diámetro de la atarjea, si se hace con retroexcavadora, los anchos a utilizar pueden ser: 6" (15cm), 12" (30cms)(1'), (1½')(45cm), 2'(60cm).

El procedimiento para llevar a cabo el proyecto de una red de alcantarillado es el siguiente:

Definir.

1.- El tipo de proyecto:

- a) Público.- Normas de los Sistemas Operativos (SADM)
- b) Privado.- Locales.

2.- El tipo de instalación de los elementos:

- a) Público.- Vía pública, profundidades.
- b) Privado.- Andadores, áreas definidas.

3.- El Plano de urbanización

- a) Las Calles.- Cotas de NPT (Proyecto)
- b) La Nomenclatura.
- c) Las Cotas de cruce.
- d) La Localización de las edificaciones más importantes.

4.- La Identificación de las edificaciones y facilidades sanitarias.

- a) Los Sistemas sanitarios.- Tipo de tanque bajo, Tipo de fluxómetro, al utilizar el sistema UD (unidades de descarga).

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

5.- La Clasificación de la estratigrafía del suelo.

- a) Material Tipo I.- Material que se puede excavar con pala.
- b) Material Tipo II.- Material que se excava con pico y pala (o retro)
- c) Material Tipo III.- Material rocoso.

6.- La localización del entronque de descarga al sistema de alcantarillado sanitario existente o de la planta de tratamiento y el lugar de vertido.

7.- Trazo de la red.

a) Público.- Vialidad y derechos de paso.

b) Privados

8.- Localización de registros (Pozos de visita) máximo a cada 100 m.

Tipos: Común, Caída, Adosado.

Materiales: De ladrillo - Brocal y tapa de F.V. y concreto.

Privado.- Rectangular o cónico de ladrillo con tapa de concreto, F.V., plástico.

9.- Cálculo de aportaciones.

a) Población

b) Dotación

c) Coeficiente de variación diaria (Cvd).- 1.35 en Monterrey

d) Coeficiente de aportación (F).- Porcentaje del agua potable que ingresa a la red de alcantarillado como agua negra o residual. Varía su valor dependiendo de la clase social de la población:

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

F clase alta $\Rightarrow F= 0.50$

F clase media $\Rightarrow F= 0.70$

F clase baja $\Rightarrow F= 0.90$

Ciudades < 5000 habitantes $\Rightarrow F= 0.85$

e) Coeficiente de Harmon. (M)

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P'}} \quad \text{donde } P' = \text{población en miles de habitantes}$$

Por lo tanto, la aportación se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{AN} = \frac{Pob \times Dot}{86400} \times Cvd \times F \times M$$

Q_{AN} = Aportación de agua negra en L/s (litros por segundo)

Pob = Población

Dot = Dotación en L/hab/d (litros por habitante por día)

Cvd = Coeficiente de variación diaria = 1.35

F = Coeficiente de aportación.

M = Coeficiente de Harmon.

10.- Cálculo del Gasto de proyecto acumulado, iniciando en el tramo más alto.

- a) Cuando se trata de una población se toma el acumulado de la población conectada.
- b) Se agrega la aportación de las edificaciones en el cálculo directo, según el uso probable de aparatos sanitarios.

11.- Definir la clase de tubería a utilizar.-

- a) Público.- concreto
- b) Privado.- concreto, FoVo, barro, PVC

12.- Definir la formula hidráulica (funcionan como canales) Presión = 0

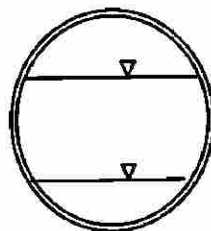


Fig. No. 3.- Atarjea con presión cero.

Manning: $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ $S = \frac{h_f}{L}$

$n = 0.013$ para concreto (se usa también para fierro galvanizado) , si el concreto es hecho en obra y es un poco más rugoso se considera $n = 0.015$

Para mayor facilidad en el cálculo, usar el nomograma hidráulico para $n = 0.013$ o el correspondiente.

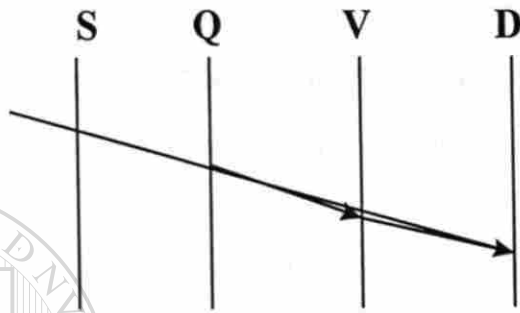


Fig. No. 4.- Esquema del Nomograma de Manning

a) Se conoce generalmente el gasto y se propone la pendiente (comúnmente el perfil de la calle - no siempre -).

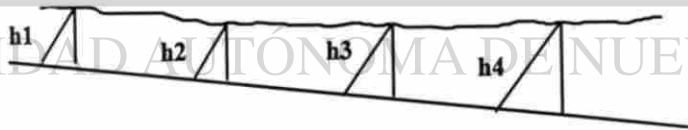


Fig. No. 5.- Perfil de la tubería de drenaje y el terreno

b) La velocidad recomendada varía de 0.65 a 1.00 m/s

4.2.2.- Cálculo de la red de alcantarillado.-

El proyecto de alcantarillado en esta zona (Fracc. San Andrés) se realizara de acuerdo al nivel social, el cual es de clase alta.

1) Tipo de proyecto.- Público.

2) Localización.- Fraccionamiento “San Andrés” (cerca del Barrial) en la zona del Huajuco - Ver plano de Ubicación del Fraccionamiento. -

3) Tipo de red de alcantarillado .- Separativa (sólo encausará agua residual doméstica sanitaria).

4) Material de tubería .- De concreto con un diámetro mínimo de 8” (20 cm).

5) Trazo de la red.- Se realizará un plano con la información requerida acerca de

- Las Calles
- La Nomenclatura
- La Cotas de crucero
- La Localización de los lotes del fraccionamiento
- La Localización de entronque al sistema de alcantarillado sanitario existente y Planta de tratamiento (lugar de vertido)
- La Vialidad
- Los Derechos de paso
- La localización de los registros (pozos de visita) : común, caída, adosado.
- Los diversos detalles de zanjas, colocación de tubería, registros(material), etc.

6) Cálculo de aportaciones

- a) No. de lotes de Fraccionamiento .- 188 lotes
- b) No. de habitantes / lote = 8 personas /lote
- c) Dotación = 1000 L/hab/d (Anexo A.1)
- d) Coeficiente de variación diaria (Cvd) = 1.35 (Monterrey)
- e) Coeficiente de aportación (F) = 0.50 (clase alta)
- f) Coeficiente Harmon (M) = Para cada tramo de tubería, varía de acuerdo a la población acumulada

Formula 1.-
$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

- g) Cálculo de aportación, para cada tramo de tubería, usando la formula ya definida anteriormente

Formula 2.-
$$Q_{AV} = \frac{Pob \times Dot}{86400} \times Cvd \times F \times M$$

- h) Formula hidráulica a utilizar en el cálculo:

Formula de Manning

Formula 3 .-
$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$
 donde $R = \frac{A}{P}$; $S = \frac{h_f}{L}$

$Q = V \times A$

A = Área mojada; m²

P = Perímetro mojado; m

R = Radio hidráulico; m

h_f = Pérdida de fricción

L = Longitud del tramo; m

S = Pendiente en miles

n = Coeficiente de rugosidad

V = Velocidad; m/s

Q = Gasto o flujo; m³/s

i) Nomograma a utilizar:

Nomograma de la formula de Manning

con $n = 0.013$ (Anexo A.2), el cual muestra 4 columnas que involucran:

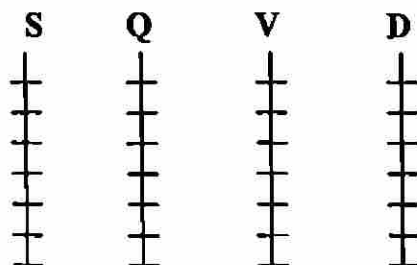


Fig. No. 6.- Componentes del Nomograma de Manning.

S = Pendiente hidráulica en miles

Q = Gasto en L/s

V = Velocidad en m/s

D = Diámetro de tubería en cm y pulgadas

j) Gasto por infiltración a tubería:

$$Q_{mf} = 20 \text{ m}^3/\text{Km}/\text{día} = 2.31 \times 10^{-4} \text{ l/s/m}$$

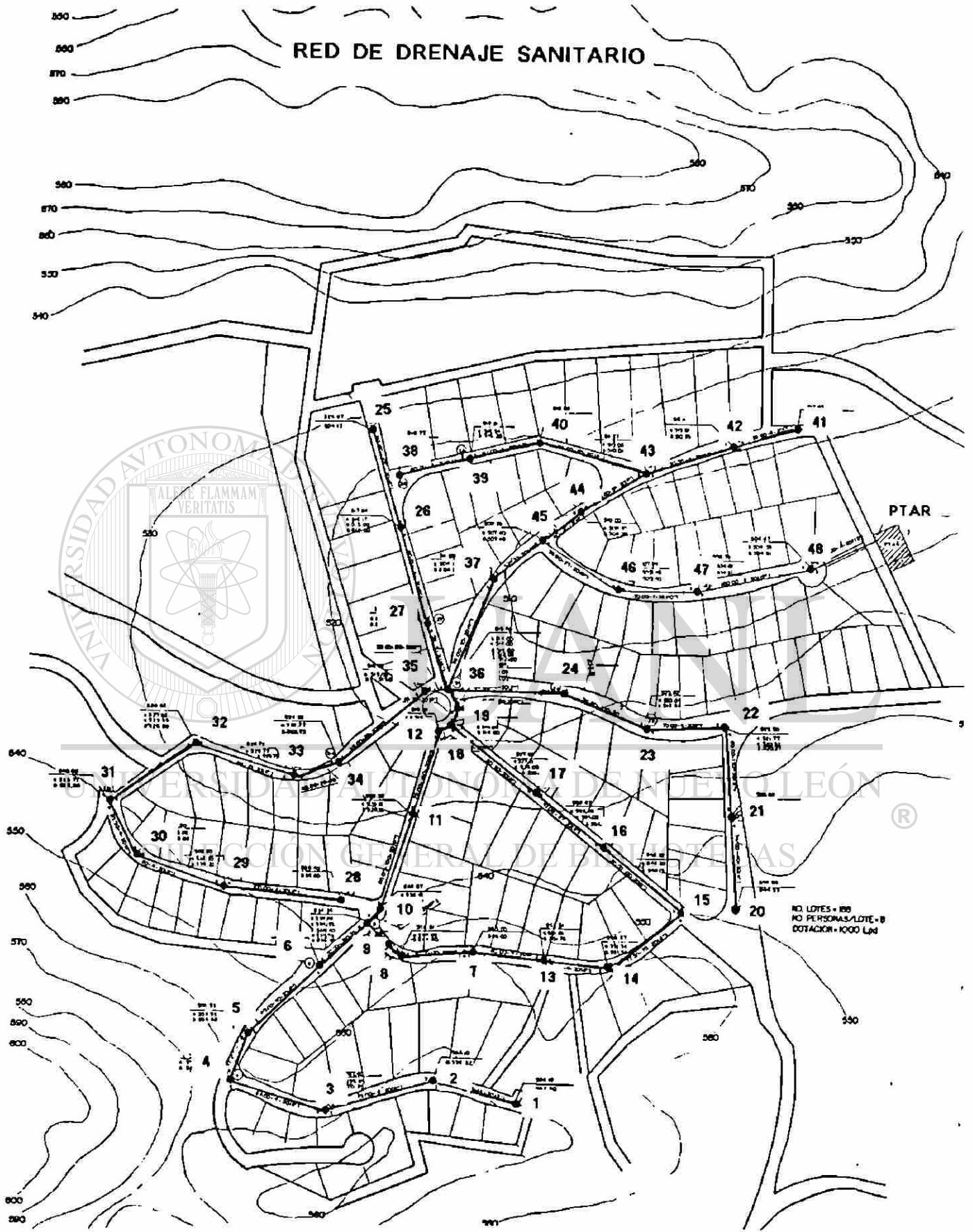
k) Gasto por erráticas :

$$Q_{errat} = 30 \% Q_{AN} = 0.30 Q_{AN}$$

7) Cálculo de los primeros tramos de la red de alcantarillado, para ejemplificar el procedimiento del cálculo.-

En el croquis de la siguiente página (plano) se muestran los cruceros que componen el sistema de alcantarillado sanitario en el Fraccionamiento “San Andrés”.

DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN LA ZONA DEL HUAJUCO, MEDIANTE EL SISTEMA DE FILTRO PERCOLADOR Y CONTACTO DE SÓLIDOS



7.1) Tramo 1 - 2

Longitud de tramo = 70.00 m

Población parcial = 24 personas (3 lotes)

Población acumulada = 24 personas.

Coefficiente de Harmon (M) =

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P'}} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\frac{24}{1000}}} = 4.37$$

- Q_{AN} (por población)

$$Q_{AN} = \frac{Pob \times Dot}{86400} \times Cvd \times F \times M$$

$$Q_{AN} = \frac{24 \text{ hab} \times 1000 \text{ L/hab.d}}{86400} \times 1.35 \times 0.5 \times 4.37 = 0.819 \text{ L/s}$$

$$Q_{AN} = 0.819 \text{ L/s}$$

- $Q_{inf} = 2.31 \times 10^{-4} \text{ L/s/m} \times \text{Longitud}$

$$Q_{inf} = (2.31 \times 10^{-4} \text{ L/s/m}) \times 70 \text{ m} = 0.016 \text{ L/s}$$

- $Q_{errat} = 30 \% Q_{AN}$

$$Q_{errat} = 0.30 \times 0.819 \text{ L/s} = 0.246 \text{ L/s}$$

- $Q_{total} = Q_{AN} + Q_{inf} + Q_{errat}$

$$Q_{total} = 0.819 + 0.016 + 0.246 = 1.081 \text{ L/s}$$

- Pendiente de terreno en %

Cota terreno Registro 1 = 559.10 m

Cota terreno Registro 2 = 558.10 m

Longitud = 70.00 m

Desnivel = 559.10 - 558.10 = 1.00 m

$$\text{Pendiente (S) calle} = \frac{1.00}{70.00} \times 100 = 1.4 \%$$

- Pendiente de tubo en miles

Es paralelo al terreno

Pendiente (S) = 1.4 % = 14 miles

Cota plantilla, registro 1 = 557.30 m

Cota plantilla, registro 2 = 556.32 m

- Obtención de Diámetro

La velocidad recomendada es de 0.65 - 1.5 m/s

Usando el Nomograma obtenemos el diámetro mínimo permitido es de 8" $\therefore \varnothing = 8"$

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

7.2) Tramo 2 - 3

Longitud del tramo = 93.00 m

Población parcial = 24 personas (3 lotes)

Población acumulada = 24 personas (tramo 1 - 2) + 24 personas (tramo 2 - 3) = 48 personas

Coficiente de Harmon (M) =

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P'}} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\frac{48}{1000}}} = 4.32$$

- Q_{AN} (por población)

$$Q_{AN} = \frac{Pob \times Dot}{86400} \times Cvd \times F \times M$$

$$Q_{AN} = \frac{48 \text{ hab} \times 1000 \text{ L/hab/d}}{86400} \times 1.35 \times 0.5 \times 4.32 = 1.62 \text{ L/s}$$

$$Q_{AN} = 1.62 \text{ L/s}$$

- $Q_{inf} = 2.31 \times 10^{-4} \text{ L/s/m} \times \text{Longitud}$

$$Q_{inf} = (2.31 \times 10^{-4} \text{ L/s/m}) \times 93.00 \text{ m} = 0.021 \text{ L/s}$$

- $Q_{errat} = 30 \% Q_{AN}$

$$Q_{errat} = 0.30 \times 1.62 \text{ L/s} = 0.486 \text{ L/s}$$

- $Q_{total} = Q_{AN} + Q_{inf} + Q_{errat}$

$$Q_{total} = 1.62 + 0.021 + 0.486 = 2.127 \text{ L/s}$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

- Pendiente de terreno en %

$$\text{Cota terreno, Registro 2} = 558.10 \text{ m}$$

$$\text{Cota terreno, Registro 3} = 557.80 \text{ m}$$

$$\text{Longitud} = 93.00 \text{ m}$$

$$\text{Desnivel} = 558.10 - 557.80 = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente (S) calle} = \frac{0.30}{93.00} \times 100 = 0.30 \%$$

- **Pendiente de tubo en miles**

Es paralelo al terreno

Pendiente (S) = 3 miles

Cota plantilla registro 2 = 556.32 m

Cota plantilla registro 3 = 555.95 m

- **Obtención de Diámetro mediante el Nomograma de Manning $n = 0.013$**

La velocidad recomendada es de 0.65 - 1.5 m/s

Con S = 4 miles

Q = 2.127 L/s

Se obtiene un $\varnothing = 4''$, pero el diámetro mínimo permitido es de 8'' $\therefore \varnothing = 8''$

Teniendo como ejemplos de cálculo estos dos tramos y siguiendo la red de alcantarillado propuesta en el croquis, se calcularon los tramos restantes de la red. Los resultados aparecen en la tabla de la siguiente página, como el plano correspondiente, con todos sus detalles.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

TRAMO	IDENTIFICACIÓN	LONG. (m)	POBLACIÓN PARCIAL	POBLACIÓN ACUM	M	EDIF UD. PARC	EDIF ACUM	POB	EDIF	GASTOS (LPS)	ERRAT	TOTAL	CALLE (%)	PENDIENTE TUBO (MILES)	DIAMETRO CM	PULG	HP = L/1000 mca	NUM REG.	COTAS TERR	PLANT	PROF. (m)	OBSERVACIONES
1-2		70	24	24	4.37	-	-	0.819	-	0.016	0.246	1.081	1.40	14	20	8"	0.98	4	559.10	557.30	1.80	No. de lotes = 188 lotes en total Habitantes = 8 personas/ lote Dotación = 1000 lpd
2-3		93	24	48	4.32	-	-	1.62	-	0.021	0.498	2.127	0.30	4	20	8"	0.37	6	558.10	556.32	1.78	
3-4		84	40	88	4.26	-	-	2.929	-	0.019	0.879	3.827	0.15	4	20	8"	0.34	7	557.67	555.61	2.08	Cvd = 1.35 (Coef. de variación diaria) F = 0.50 (Coeficiente de aportación)
4-5		42	8	96	4.25	-	-	3.187	-	0.010	0.956	4.153	2.70	27	20	8"	1.13	8	556.53	554.48	2.05	
5-6		80	48	144	4.20	-	-	4.725	-	0.018	1.417	6.180	12.20	110	20	8"	8.80	9	548.73	546.68	3.05	Q _{av} = Pob x Dot x Cvd x F x IV / 96400
6-9		52	16	160	4.18	-	-	5.225	-	0.012	1.667	6.804	14.80	100	20	8"	5.20	12	538.96	536.48	2.48	Q _{av} = 20 m ³ /Km ² día = 2.31E-4 lps/m Q _{avert} = 30% Q _{av}
7-8		60	24	24	4.37	-	-	0.819	-	0.014	0.246	1.079	12.80	120	20	8"	7.20	10	560.00	558.00	4.00	Coef. de Harmon = 1 + (14/(4 + (P ² *(1/2)))) P = Población en miles
8-9		40	8	32	4.35	-	-	1.087	-	0.009	0.328	1.422	33.40	260	20	8"	10.40	12	558.96	538.40	2.48	Fórmula y Nomograma de Manning n=0.013
9-10		16	8	200	4.15	-	-	6.484	-	0.004	1.945	8.433	2.40	24	20	8"	0.38	13	538.57	536.10	2.47	
10-11		80	48	248	4.11	-	-	7.963	-	0.018	2.389	10.370	10.00	100	20	8"	8.00	14	530.50	528.10	2.40	
11-12		72	32	280	4.09	-	-	8.947	-	0.017	2.694	11.646	15.40	140	20	8"	10.08	15	519.39	518.02	2.89	
12-18		12	-	280	4.09	-	-	8.947	-	0.003	2.684	11.634	4.20	42	20	8"	0.50	21	518.86	516.00	2.88	
7-13		60	24	24	4.37	-	-	0.819	-	0.014	0.246	1.079	10.80	4	20	8"	0.24	16	563.51	551.78	1.75	
13-14		54	8	32	4.35	-	-	1.087	-	0.012	0.328	1.425	3.80	4	20	8"	0.22	17	555.57	551.54	4.03	
14-15		77	24	56	4.30	-	-	1.861	-	0.018	0.664	2.463	8.60	70	20	8"	5.39	18	548.92	546.15	2.77	
15-16		85	24	80	4.27	-	-	2.669	-	0.020	0.91	3.490	14.50	120	20	8"	10.20	19	536.62	535.95	2.62	
16-17		70	48	128	4.21	-	-	4.210	-	0.016	1.263	5.499	12.80	97	20	8"	6.79	20	527.63	527.21	1.63	
17-18		90	32	160	4.18	-	-	5.225	-	0.021	1.567	6.813	9.70	90	20	8"	8.10	21	518.86	516.00	2.88	
18-19		14	-	440	4.00	-	-	13.750	-	0.003	4.125	17.878	13.10	70	20	8"	0.68	22	517.04	515.02	2.02	
19-36		17	-	440	4.00	-	-	13.750	-	0.004	4.125	17.878	7.30	56	20	8"	0.99	39	515.80	514.03	3.80	
20-21		74	24	24	4.37	-	-	0.819	-	0.017	0.246	1.082	17.20	140	20	8"	10.36	23	548.53	544.53	4.00	
21-22		80	24	48	4.32	-	-	1.620	-	0.018	0.486	2.124	16.60	130	20	8"	10.40	25	522.50	521.77	3.63	
22-23		70	24	72	4.28	-	-	2.407	-	0.016	0.722	3.145	1.90	4	20	8"	0.28	26	523.82	519.96	3.83	
23-24		76	32	104	4.24	-	-	3.445	-	0.017	1.034	4.498	10.70	100	20	8"	7.60	27	515.71	512.39	3.32	
24-36		98	48	152	4.19	-	-	4.978	-	0.022	1.493	6.491	0.10	4	20	8"	0.39	39	515.80	512.00	3.90	
25-26		80	32	32	4.35	-	-	1.087	-	0.018	0.328	1.431	11.70	100	20	8"	8.00	28	528.67	524.17	2.50	
26-27		80	40	72	4.28	-	-	2.407	-	0.018	0.722	3.147	1.70	10	20	8"	0.80	30	516.00	514.20	1.80	
27-36		55	24	96	4.25	-	-	3.187	-	0.013	0.956	4.156	0.40	4	20	8"	0.22	39	515.80	513.98	3.80	
28-29		100	40	40	4.33	-	-	1.353	-	0.023	0.406	1.782	1.80	4	20	8"	0.40	31	538.40	536.60	1.80	
29-30		80	32	72	4.28	-	-	2.407	-	0.018	0.722	3.147	0.40	4	20	8"	0.32	32	540.20	538.20	4.00	
30-31		50	16	88	4.26	-	-	2.929	-	0.011	0.678	3.819	1.00	4	20	8"	0.20	33	540.50	538.68	4.62	
31-32		88	48	136	4.20	-	-	4.462	-	0.020	1.339	5.821	12.90	95	20	8"	8.36	34	540.00	538.68	4.32	
32-33		89	48	184	4.16	-	-	5.980	-	0.020	1.794	7.794	2.20	20	20	8"	1.78	35	528.65	527.32	3.15	
33-34		40	32	216	4.14	-	-	6.989	-	0.009	2.091	9.089	5.40	25	20	8"	1.00	37	524.56	522.72	1.84	
34-35		93	16	232	4.12	-	-	7.467	-	0.021	2.240	9.728	6.30	83	20	8"	7.72	38	516.86	515.00	1.86	
35-36		20	-	232	4.12	-	-	7.467	-	0.005	2.240	9.712	5.30	50	20	8"	1.00	39	515.80	514.00	3.80	

Tabla No. 3.- REGISTRO DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL FRACCIONAMIENTO SAN ANDRÉS DEL MUNICIPIO DE VILLA DE SANTIAGO, N.L.

TRAMO	IDENTIFICACIÓN	LONG. (m)	POBLACIÓN		M	EDIF UD		POB	GASTOS (LPS)		ERRAT	TOTAL	CALLE(%)	PENDIENTE TUBO (MILES)	DIAMETRO		NUM REG.	TERR	COTAS PLANT	PROF. (m)	OBSERVACIONES
			PARCIAL	ACUMI		PARC	ACUMI		CM	PULG											
36-37		96	40	960	3.81	-	-	28.875	-	0.022	8.572	37.169	5.00	30	20	8"	40	511.00	508.12	1.88	
37-45		52	40	1000	3.80	-	-	29.887	-	0.012	8.906	36.605	3.20	32	20	8"	48	508.35	507.45	1.89	
38-39		60	16	16	4.38	-	-	0.549	-	0.014	0.165	0.728	0.80	8	20	8"	42	518.31	518.29	2.02	
39-40		60	16	32	4.35	-	-	1.087	-	0.014	0.328	1.427	0.60	4	20	8"	43	518.68	516.05	2.63	
40-43		60	32	64	4.29	-	-	2.145	-	0.021	0.643	2.809	7.40	65	20	8"	46	511.82	510.01	1.81	
41-42		58	8	8	4.42	-	-	0.276	-	0.013	0.083	0.372	0.80	6	20	8"	44	512.45	510.66	1.77	
42-43		80	16	24	4.37	-	-	0.819	-	0.018	0.246	1.063	0.40	4	20	8"	45	512.11	510.33	1.78	
43-44		63	16	104	4.24	-	-	3.445	-	0.014	1.033	4.462	2.80	28	20	8"	47	510.00	508.28	1.75	
44-45		40	24	128	4.21	-	-	4.210	-	0.009	1.263	5.482	1.60	20	20	8"	48	509.35	507.45	1.90	
45-46		76	72	1200	3.75	-	-	35.062	-	0.017	10.519	45.588	2.70	27	20	8"	49	507.26	505.40	1.86	
46-47		70	104	1304	3.72	-	-	37.897	-	0.016	11.369	49.262	0.70	7	25	10"	50	508.79	504.91	1.88	
47-48		100	160	1464	3.69	-	-	42.204	-	0.023	12.861	54.868	0.12	4	30	12"	51	508.67	504.51	2.16	
48-PTAR		60	40	1504	3.68	-	-	43.240	-	0.014	12.972	58.228	0.60	4	30	12"	PTAR	507.00	504.27	2.73	

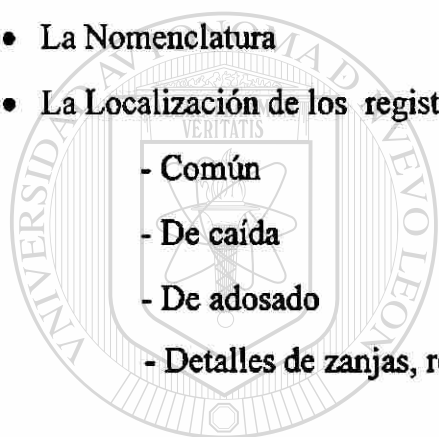
UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
CENTRO GENERAL DE BIBLIOTECAS

4.3.- Plano de la Red de Alcantarillado

A continuación se muestra el plano de la red de drenaje sanitario público proyectado para el fraccionamiento “San Andrés”, en el cual aparecen los siguientes aspectos:

- La Localización de los lotes del fraccionamiento
- Las Calles (vialidad)
- Las Cotas de crucero
- La Localización de entronque a la Planta de Tratamiento de aguas residuales
- Los Derechos de paso
- La Nomenclatura
- La Localización de los registros (pozos de visita)
 - Común
 - De caída
 - De adosado
 - Detalles de zanjas, registros, material, etc.



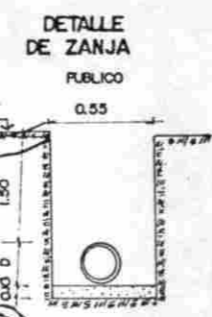
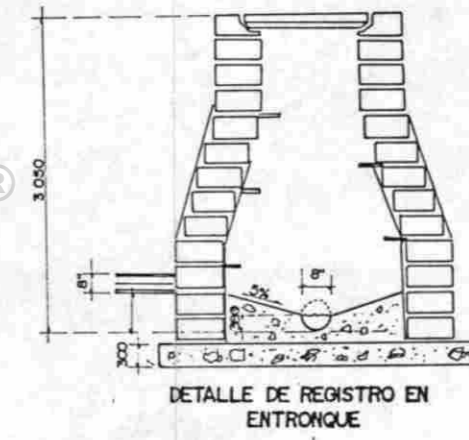
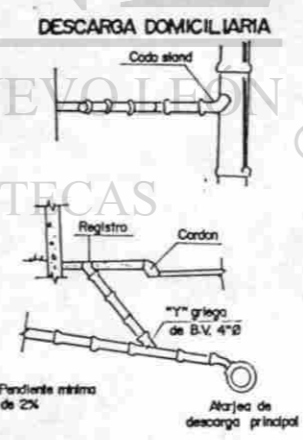
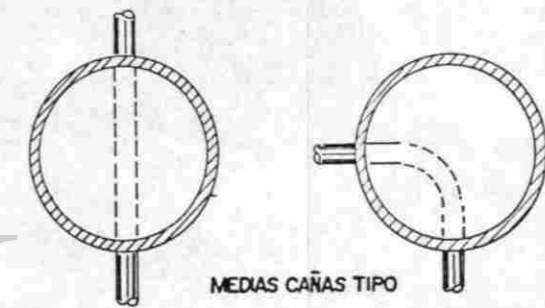
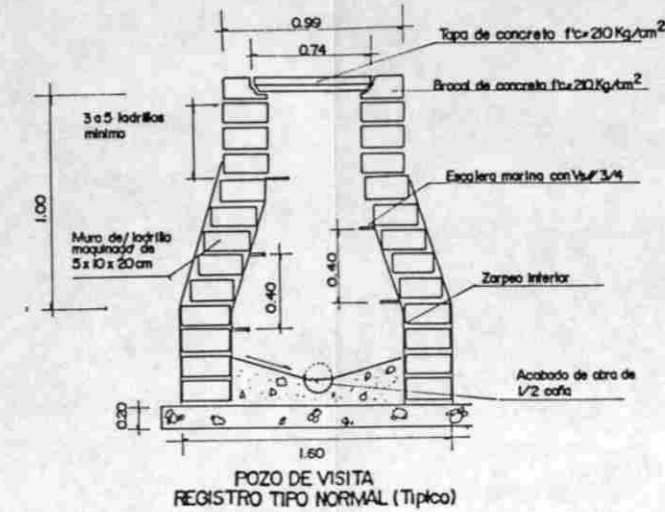
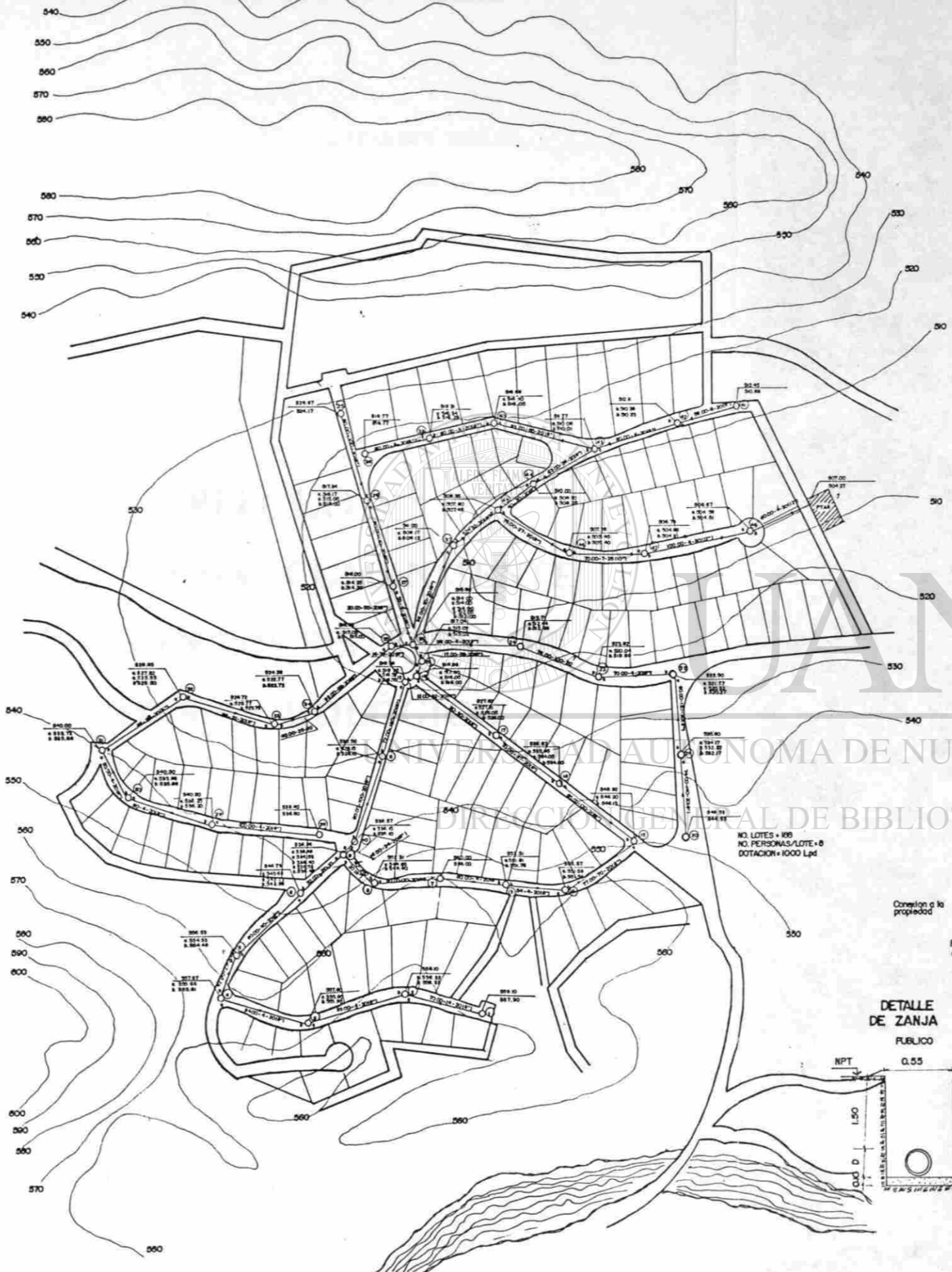
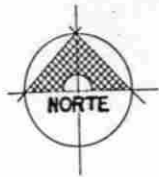
UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

RED DE DRENAJE SANITARIO



- SIMBOLOGIA**
- (N) NUMERO DE REGISTRO
 - (O) REGISTRO PUBLICO
 - (E) COTA DE TERRENO
 - (P) COTA DE PLANTILLA
 - L-S-D LONG - FEND - DIAMETRO

NO. LOTES = 109
NO. PERSONAS/LOTE = 8
DOTACION = 1000 Lpd



CAPITULO V

LOS TÉRMINOS MÁS COMUNMENTE UTILIZADOS EN LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CAPÍTULO V

LOS TÉRMINOS MÁS COMUNMENTE UTILIZADOS EN LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO

5.1.- El Oxígeno Disuelto (OD)

Definición: Es la cantidad de oxígeno disuelto en las aguas, expresada en mg de O₂/L. Corresponde a la cantidad de oxígeno transferido en el tanque de aireación, teóricamente igual a la cantidad de oxígeno requerido por los microorganismos en un sistema de lodos activados (incluido hasta los clarificadores secundarios y las líneas de retorno de lodos) para oxidar la materia orgánica y para mantener un residual de oxígeno disuelto necesario para conservar los niveles de operación. Cuando el oxígeno limita el crecimiento de microorganismos, pueden predominar en el lodo los organismos filamentosos por lo que la sedimentación y la calidad del lodo activado puede ser muy deficiente. En la práctica, la concentración del oxígeno disuelto en el tanque de aireación debe ser mantenido entre 1.5 y 4 mg/L, en toda el área del tanque; un valor común usado es de 2 mg/L. El mantenimiento de valores mayores que 4 mg/L no mejoran la operación significativamente, pero sí aumentan los costos de operación.

5.2.- La Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)

Definición: Es la cantidad de oxígeno en mg/L, necesaria para oxidar biológicamente los componentes de las aguas residuales. La DBO última es la suma del oxígeno consumido para que la reacción bioquímica sea completa. El perfil del oxígeno es la representación gráfica del contenido de oxígeno disuelto en un curso de agua, en función del tiempo o de la distancia y refleja el efecto de los contaminantes oxidables vertidos sobre el contenido de oxígeno de los cursos de agua.

Este parámetro es de gran importancia para determinar la efectividad del tratamiento biológico, así como para cuantificar el grado de contaminación de la descarga. Los valores típicos en el agua residual doméstica varían entre 100 y 300 mg/L. El proceso biológico secundario por aireación del tipo de lodos activados es altamente eficiente para este tipo de descargas.

La DBO es el parámetro de contaminación orgánica más ampliamente usado. Se aplica para aguas residuales y superficiales. Este parámetro involucra la medición del oxígeno usado por los microorganismos en la oxidación bioquímica de la materia orgánica.

Los contaminantes se clasifican en contaminantes naturales, vegetales, animales e industriales. Son naturales los producidos por las aguas de lluvia o nieve, a lo largo de su recorrido hasta llegar a los ríos, arrastrando las sales que se encuentran a su paso. Los vegetales se originan de la descomposición de las plantas existentes en los cauces de agua, así como a partir de aquellos, que, por motivos atmosféricos llegan a esos cauces. Los animales están representados por las excreciones, que por medios naturales o artificiales desembocan en las aguas. Entre los industriales figuran los componentes y sustancias químicas y bioquímicas que la industria vierte en las aguas.

Los métodos de ensayo en el laboratorio determinan la concentración de oxígeno en mg/L, necesaria para la descomposición por acción bacteriana de la materia orgánica de la muestra.

Valores típicos de DBO:

- Alcantarillado Doméstico:

Promedio 240 mg/L

Débil : menor que 100 mg/L

Fuerte: mayor que 400 mg/L

- Aguas Residuales Industriales:

Típicamente entre 5 000 y 100 000 mg/L y mayores

La concentración de las aguas residuales industriales es específica del lugar de origen. Además, la concentración en los residuos domésticos depende principalmente del uso del agua. La infiltración en los sistemas diluirá la concentración. Al ser transportada u almacenada en tanques reguladores, producirá una reducción muy importante.

5.3.- Demanda Química de Oxígeno (DQO)

Es la cantidad de oxígeno, en mg/L, necesaria para oxidar los componentes de un agua residual en las reacciones puramente químicas. Los componentes de la muestra están constituidos por materia orgánica o inorgánica oxidable, es decir, representa la cantidad de materia orgánica que es factible de ser degradada por procesos químicos. Este parámetro tiene relación directa con la DBO y es siempre mayor. Generalmente se acepta que la DQO no sea mayor en dos o tres veces con respecto a la DBO, para que el agua pueda ser tratada por procesos biológicos secundarios. En el caso particular del agua residual doméstica, se esperan concentraciones que van de 350 a 480 mg/L.

La prueba de DQO es comúnmente usada en aguas residuales industriales que son tóxicas para las bacterias. El tiempo para ejecutar la prueba es de dos a tres horas en lugar de los cinco días requeridos para la DBO.

Los resultados de la prueba de DQO son generalmente mayores que los de la correspondiente prueba de DBO. Esto es porque los químicos fuertes pueden reaccionar con mayor cantidad de compuestos en las aguas residuales que lo que lo harían las bacterias en la mayoría de los casos.

La relación entre la DQO y la DBO es buen indicador de la biodegradabilidad de las aguas residuales; es especialmente importante en la aplicación de bio-sistemas a aguas residuales.

Entre más se aproxime la relación DBO/DQO a uno, mayor será la biodegradabilidad de las aguas residuales y, por lo tanto, más fácil su tratamiento por sistemas biológicos.

Ejemplo :

DBO/DQO = 0.4 a 0.6 Rápidamente Biodegradable

DBO/DQO = 0.1 a 0.3 La biodegradabilidad es cuestionable y requiere de pruebas de laboratorio, estudios de tratabilidad en plantas piloto.

5.4.- Los Sólidos Suspendedos Totales (SST).

Este parámetro cuantifica la cantidad de partículas que contienen las aguas residuales y que es retenida por un filtro de papel, se expresa en mg/L. Estos sólidos provienen de cocinas domésticas o de restaurantes, de aparatos sanitarios, de procesos industriales, etc.

Los Sólidos Suspendidos Totales se determinan mediante una prueba física en donde una muestra se filtra por medio de un filtro fino mediano (0.45 micras). El peso de la muestra retenida en el filtro corresponde a los SST, usualmente medido en mg/L. En la mayoría de los casos, el valor en el efluente de los SST se aproxima al valor de la DBO, en valores aproximadamente 20 - 30 mg/L. Si el efluente tiene un valor de SST mayor que 30 mg/L, la DBO, por lo regular también será mayor.

Una muestra de aguas residuales con un valor de SST de 20 a 30 mg/L, tendrá una apariencia clara, y se verá transparente cuando se vea a través de la luz.

Otra forma de cuantificar la materia orgánica en el agua residual, es mediante la prueba de Sólidos Suspendidos Volátiles (SSV).

Los Sólidos Suspendidos Volátiles se usan comúnmente como una medida de la cantidad de bacterias en el Licor Mezclado del reactor. La prueba específica se identifica como Sólidos Suspendidos Volátiles en el Licor Mezclado (SSVLM).

Los microorganismos en un proceso de lodos activados usan el oxígeno de acuerdo a como ellos consumen la comida. La velocidad a la cual ellos usan el oxígeno puede ser tomada como una medida de la actividad biológica; así como una lenta utilización del oxígeno se obtiene tomando una muestra de licor mezclado saturado con OD y con un medidor de oxígeno se toma el decremento de OD con respecto al tiempo. Los resultados normalmente son reportados como $\text{mg O}_2/\text{L} \times \text{min}$ ó $\text{mg O}_2/\text{L} \times \text{hora}$.

Es importante remarcar que es deseable una alta concentración de SSVLM, ya que esto implica que la biomasa activa estará presente en la misma proporción y hábil para altas concentraciones de materia orgánica.

5.5.- Nutrientes

La remoción biológica de nutrientes del agua residual antes de descargarla a cualquier cuerpo receptor, está siendo requerida cada día más frecuentemente, debido a que ambos, nitrógeno y fósforo pueden impactar notablemente en la calidad del agua.

Los nutrientes de mayor importancia son :

1. El Carbón (COT)
2. El Nitrógeno como Amoníaco, Nitrógeno Orgánico, Nitritos y Nitratos
3. El Fósforo (P total)

5.5.1.- El Carbón (COT).

Otra forma de medir la materia orgánica presente en el agua se refiere a la prueba de Carbono Orgánico Total (COT), la cual es especialmente aplicable para pequeñas concentraciones de materia orgánica.

– Este parámetro guarda una relación directa con la DQO y la DBO, con este parámetro se cuantifica la materia orgánica carbonosa. Se mide en mg/L.

5.5.2 El Nitrógeno

El nitrógeno contenido en las aguas residuales es otro parámetro de gran importancia, ya que el nitrógeno es un nutriente esencial para el proceso de metabolismo celular; generalmente, el agua residual doméstica contiene este nutriente.

El nitrógeno puede presentarse en muchas formas en el agua residual, dando pie a las numerosas transformaciones que se pueden dar en el tratamiento .

El Alcantarillado doméstico sin tratar, típicamente, contiene las siguientes concentraciones:

- Amoníaco de 20 a 30 mg/L
- Nitrógeno Orgánico de 10 a 15 mg/L
- Nitrato menor que 1.0 mg/L

A la suma del amoníaco y al nitrógeno orgánico se le llama NTK o Nitrógeno Total Kjeldahl. El nitrógeno orgánico se convertirá biológicamente en amonio durante la aireación.

Por lo expuesto anteriormente, se colige que en las aguas residuales de origen doméstico se encuentran valores típicos de NTK entre 30 y 45 mg/L.

Al proceso de convertir el amoníaco en nitrato se le llama NITRIFICACIÓN, y ésta requiere del cultivo de bacterias especializadas más que aeróbicas sensitivas, conocidas como nitrificadoras. La concentración libre de oxígeno disuelto deberá mantenerse por arriba de los 2 mg/L, para que los nitrificadores funcionen.

Es importante notar que el proceso de nitrificación, por sí mismo, no remueve el nitrógeno del sistema. La nitrificación estabiliza (oxida) el amoníaco y convierte el NTK en nitrato, lo cual creará una demanda de oxígeno inmediata en las aguas que se reciben. El Nitrato, sin embargo, es un fertilizante y puede promover el crecimiento de algas, las cuales finalmente mueren y, como consecuencia de esto, todavía crea una adicional demanda de oxígeno por medio del proceso de descomposición. Con el fin de remover el nitrógeno del sistema, el nitrato debe ser removido por medio del proceso biológico conocido como DESNITRIFICACIÓN.

En la desnitrificación es necesario provocar un estado anóxico, ausencia de oxígeno libre disuelto, donde los nitratos están presentes. Proceso que utiliza bacterias para convertir (reducir) nitratos a gas nitrógeno y, como consecuencia, restar nitrógeno del sistema. La concentración de oxígeno disuelto debe estar cercana a cero, para que, ocurra la desnitrificación. El proceso de desnitrificación no es tan sensitivo para desordenarse como lo es la nitrificación.

Es importante notar que la NITRIFICACIÓN debe de ocurrir antes que la DESNITRIFICACIÓN, ya que es necesaria la presencia de los nitratos.

El nitrógeno (preferentemente amoníaco) es necesario para el crecimiento de bacterias y debe ser mantenido aproximadamente en una relación de 1/20 con la concentración de la DBO en aguas residuales.

Ejemplo:

Influente industrial DBO = 2000 mg/L
Amoníaco requerido = 100 mg/L

Si no se encuentra disponible suficiente amoníaco, éste deberá ser aumentado para mantener una situación saludable para las bacterias.

5.5.3 El Fósforo

El fósforo, al igual que el nitrógeno, es un nutriente esencial para el metabolismo celular e indispensable en los procesos biológicos secundarios. El agua residual doméstica contiene las cantidades necesarias de fósforo para que se pueda aplicar cualquier proceso biológico.

El fósforo se presenta naturalmente en aguas residuales domésticas en una concentración cercana a 10 mg/L como fósforo (P).

Es importante conocer la concentración del fósforo en los sistemas de tratamiento biológico para aguas residuales, ya que la concentración de fósforo (P) debe mantenerse en una relación de 1/100 del valor del carbón (DBO).

Ejemplo:

Aguas residuales industriales DBO = 2000 mg/L

Mínima concentración deseada de P = 20 mg/L

La remoción del fósforo en los sistemas biológicos de tratamiento ocurre vía bio-absorción en crecimiento normal, y un fenómeno conocido como “absorción excesiva” se presenta cuando la bacteria previamente sometida a un estado anaeróbico, absorbe más fósforo que el que normalmente se requiere para el crecimiento y funciones metabólicas.

Tradicionalmente, el fósforo es removido efectivamente del reactor al agregar pequeñas cantidades de algún coagulante como hierro o sales de aluminio, las cuales inmediatamente precipitan el fósforo; éste, entonces, es removido en los lodos residuales activados.

5.6.- Potencial Hidrógeno (pH)

El grado de acidez o alcalinidad de un líquido depende de la concentración de iones hidronio en solución. Esto se cuantifica mediante el parámetro del pH, en una escala de cero a catorce. Los compuestos que producen acidez son aquellos que, al disolverse, producen iones hidronio.

El potencial hidrógeno (pH) se refiere a una concentración potencial de hidrógeno y es una medida del ácido o naturaleza base de las aguas residuales. El número pH es un valor logarítmico de base 10.

Ejemplo:

Un incremento o disminución de una unidad de pH indica un nuevo estado de pH diez veces más básico o ácido.

Los sistemas biológicos operan mejor en un pH cercano a lo neutral o sea 7.0. Una buena operación puede ser obtenida en el rango de 6.0 a 8.0 (preferiblemente de 6.0 a 6.7), e inclusive más allá, en casos especiales. Los requerimientos del efluente usualmente varían entre el 6.5 y el 9.0. Por ejemplo, la lluvia ácida dañina es menor de 4.0.

Si el pH está más allá del rango entre 6.0 y 8.0, las aguas residuales deben ajustarse químicamente, para satisfacer los requerimientos biológicos, para asegurar un proceso estable y saludable.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

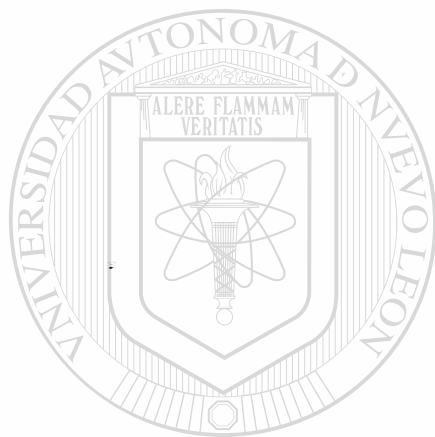
5.7.- Las Grasas y Aceites

Este parámetro incluye a todos los compuestos de carácter graso y al aceite de origen vegetal o animal; se mide en mg/L. Estos tipos de compuestos se presentan en el agua residual de carácter doméstico, debido a los residuos de alimentos que se arrastran y que contienen compuestos grasos, con concentraciones alrededor de los 80 mg/L.

5.8.- Las Bacterias Coliformes

El grupo de bacterias denominado “coliformes” se utiliza como indicador de que una muestra de agua se encuentra o no contaminada por organismos patógenos.

El grupo coliforme se divide en coliformes fecales y coliformes totales. El primero representa a los coliformes provenientes del tracto intestinal del ser humano o de animales mayores. Los coliformes totales incluyen a los coliformes fecales y a los coliformes que suelen encontrarse en el suelo.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



**CAPITULO VI.-
DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA TF/SC
UTILIZADO EN EL DISEÑO DE UNA
PLANTA DE TRATAMIENTO**

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



CAPÍTULO VI DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA TF/SC UTILIZADO EN EL DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO

6.1.- Generalidades

El proceso de filtro percolador en contacto con sólidos (TF/SC) consiste en un filtro percolador, un tanque de aireación de contacto, y un clarificador final. Las modificaciones de este sistema incluyen un tanque de aireación del fango recirculado y el uso de clarificadores - floculadores. Los filtros percoladores se dimensionan para eliminar la mayor parte de la DBO, normalmente del 60 al 85 por ciento. Los sólidos biológicos desprendidos en el filtro percolador (bitorre) se concentran mediante la recirculación en el tanque de contacto. En el interior de éste, el cultivo en suspensión se airea durante menos de una hora, provocando la floculación de los sólidos suspendidos y una mayor eliminación de la DBO soluble. Cuando se emplean tiempos de contacto de sólidos cortos suele ser necesario incorporar un tanque de reaireación del fango. Debido al alto contenido de sólidos dispersos en el efluente del tanque de contacto, se ha comprobado que los decantadores - floculadores son muy efectivos para la captura de sólidos.

El rendimiento global en la eliminación de la DBO en los procesos TF/SC se determina calculando la eliminación de la DBO soluble que se produce en el filtro percolador (bitorre) y en el tanque de aireación de contacto. Se ha desarrollado un modelo para predecir la eliminación de la DBO soluble en filtros percoladores que utilizan un medio de material plástico. El uso de material plástico se basa en curvas de rendimiento para medios de flujo transversal con módulos de 0.61 m de profundidad. Como ejemplo, se tiene que una bitorre de 2.44 m de profundidad de medio y una carga hidráulica de $40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$, se pueden conseguir rendimientos de eliminación del 50 % de la DBO soluble.

6.2.- Descripción del proceso TF/SC

El proceso TF/SC, denominado así por sus siglas en inglés TF (Trickling Filter que significa Filtro Percolador), y SC (Solids Contact que significa contacto de sólidos), es un sistema aeróbico completo para el tratamiento de las aguas residuales industriales y municipales que combina las ventajas de los sistemas biológicos de medio fijo y medio suspendido. Es diseñado con las medidas específicas que se requieran.

El proceso incorpora tratamientos biológicos y físicos que incluyen:

1. Un Filtro percolador.
2. Un Tanque de aireación y contacto de sólidos.
3. Una Zona de floculación.
4. Un Clarificador secundario.

Este proceso es más conveniente por las características de cada elemento, ya que cuenta con un sistema de transferencia de oxígeno y energía eficiente, un filtro percolador, y la remoción de la DBO de un 65 a 85 %. Los sólidos biológicos formados en el filtro percolador son los que salen como lodo por el bajo dren y concentrados en la recirculación de lodos en el tanque de contacto de sólidos y aireación (ACS). Aquí, el crecimiento del cultivo suspendido es fortalecido en la floculación, donde es finalmente dividido junto con los sólidos gruesos del filtro percolador.

Muchos de los sólidos del filtro percolador son de las capas anaeróbicas, así el tanque de estabilización por contacto debe tener suficiente aireación para revertir las condiciones anaeróbicas y preparar los sólidos para la biofloculación. El tanque también aumenta la floculación de sólidos suspendidos que pasan del efluente primario del filtro percolador sufriendo cambios. En algunas plantas, se usa el tanque de aireación de lodos para condicionar el reciclaje de los sólidos biológicos. El tamaño del tanque de ACS y la duración del período aeróbico depende del diseño y de la carga del filtro percolador.

El tanque ACS puede remover DBO soluble, a sabiendas de que la remoción de DBO soluble tanto del filtro percolador como del tanque ACS reduce los costos. Los tanques ACS son más pequeños que los tanques de lodos activados, porque el tiempo de residencia en el tanque ACS es más pequeño que en el lodo activado, ya que varía de 3 a 60 minutos por 120 a 480 minutos que ocurre en el tanque de lodo activado.

Cuando se usen tiempos pequeños de contacto de sólidos, se necesitará de mayor aireación en el tanque de aireación de lodos activados, para asegurar que los sólidos sean adecuadamente aireados, a fin de mantener una buena calidad de las propiedades de la biofloculación.

El uso de burbuja fina en la aireación minimiza la turbulencia en el tanque ACS para mantener adecuados los niveles de oxígeno disuelto. Aún con una turbulencia reducida, el efluente contiene niveles altos de sólidos dispersos, cuando éstos entran al clarificador. El proceso de transferencia por sí mismo produce un grado de ruptura del floc, para dar una floculación adicional en el clarificador, la cual ocurre en un espacio diseñado en centro del tanque. Aquí los floc más grandes son sacados hacia el clarificador secundario; por esa razón el centro del tanque es llamado Clarifloculador.

El tanque ACS remueve eficientemente la DBO soluble remanente en el efluente del filtro percolador. Junto con el tanque ACS, el filtro percolador tendrá que ser de un costo muy grande, para obtener niveles bajos de DBO soluble.

Con el tanque ACS, el filtro percolador puede operar muy eficientemente, en términos de energía (en caso de ventilación forzada). Entonces, el TF/SC combina las mejores características de uso de energía de los procesos y sistemas de crecimiento de suspendidos para minimizar la inversión de capital.

Para distinguir el proceso TF/SC del proceso Filtro percolador/ procesos de crecimiento suspendidos la Environmental Protection Agency (EPA) ha definido el proceso TF/SC mediante las siguientes características:

1. La función del tanque ACS es la de incrementar la captura de sólidos y floculación, y reducir partículas de DBO.
2. La mejor remoción de DBO soluble ocurre en el filtro percolador.
3. El retorno de lodos se realiza mezclándolos con el efluente del filtro percolador en lugar del efluente primario.
4. El tanque ACS no es diseñado para nitrificar, aunque la nitrificación puede ocurrir en el filtro percolador.
5. El tiempo de contacto de los sólidos aireados es de una hora, por lo menos, basado en un flujo total que incluye el reciclo.
6. El tiempo de retención de los sólidos en el tanque ACS es por lo menos de dos días.

La mayoría de los diseños TF/SC tienen tiempos de residencia de sólidos considerablemente menos de dos días, un rango típico sería de 0.2 a 1 día, dependiendo de los objetivos de la biofloculación.

En el Anexo A.3 se muestran algunas variaciones del proceso TF/SC, y en el Anexo A.4 se puede ver el resumen de algunos proyectos donde se utilizó el sistema TF/SC.

APLICACIONES.- Algunas investigaciones han mostrado que la zona de floculación en el clarificador secundario puede compensar la ruptura de floc en el estanque de aireación.

6.2.1.- Conceptos de diseño de procesos.-

El diseño de cada elemento del proceso TF/SC debe considerar todos los objetivos del proceso y las interacciones entre los procesos por etapas. Ambas transformaciones en DBO soluble y el nivel en el influente de SS deben ser considerados para las descripciones cinéticas y el balance de la masa.

6.2.1.1.- Tratamiento primario.

Otros estudios detallados de plantas con TF/SC hechos por la EPA muestran que los sólidos del efluente final son relacionados con los niveles de SS en el efluente primario. En una planta, cuando el valor del efluente primario alcanza de 20 a 60 mg/L, los SS del efluente del TF/SC se disminuyen de 6 a 11 mg/L. Es importante recalcar que la necesidad del tratamiento primario eficiente anteceda al proceso TF/SC, donde se desean bajos los niveles de SS; sin embargo, no siempre los SS del influente del TF muestran efectos en los SS del efluente final.

Los efectos observados de los SS del influente indican que la floculación en el tanque ACS es un mecanismo de remoción de sólidos. De la cantidad de sólidos dispersos que se tengan, una fracción es floculada y los demás siguen su paso en el efluente.

En un número de plantas con proceso TF/SC, costeando los desechos sólidos del filtro percolador y las rastras de desechos sólidos, se tiene un efecto positivo en la eficiencia del tratamiento primario o grosor de la capa de lodos. Estas plantas presentan temperaturas de aguas residuales típicas por lo menos de 20 °C y sin exceso de velocidad de sobreflujo; sin embargo, en climas cálidos con temperaturas de agua por encima de los 20 °C, con pequeñas concentraciones de lodo de un 3.5 % de sólidos totales, más que del 4 al 6 % de sólidos totales obtenidos en temperaturas locales. Este resultado refleja indudablemente el desarrollo de la actividad biológica en la zona de espesamiento de los clarificadores primarios. En casos donde los diseñadores usen altas velocidades de flujo, los espesamientos extras deberán de ser evitados, igual que el arrastre y la resuspensión de lodos. En una planta, la remoción rápida de lodos elimina el incremento de la DBO soluble, a través del tanque primario que presenta la actividad biológica.

Debe ponerse especial atención en el diseño del tanque de sedimentación primaria, ya que se puede maximizar la eficiencia hidráulica y aumentar el desempeño del proceso TF/SC.

En el **Anexo A.5** se muestra la sección transversal de un clarificador primario tipo. Allí se indica una preaireación para la remoción de arena y una floculación del desecho sin tratar o “agua cruda”. Algunos estudios muestran aumentos del 1 al 10 % de remoción de SS cuando los tanques de preaireación son contiguos a los tanques primarios. Este arreglo causa una mínima pérdida entre los tanques y mantiene el estado de floculación de los sólidos como ellos tienen en el tanque de preaireación.

El **Anexo A.6** muestra una excelente eficiencia de remoción de estos clarificadores rectangulares. Las plantas que se diseñan con base en este gráfico, usan tanto una remoción rápida de lodos como una separación biológica de los mismos. Se comparan los datos para el desempeño de unos tanques convencionales y otros reportados. Con este tipo de tanques es posible reducir tanto el tamaño como los costos de las estructuras de tratamiento primario significativamente. Un sobreflujo punta puede ser de 6 m/h (3,500 gal/ft²/d) con una declinación significativa en la eficiencia.

6.2.1.2.- Los Filtros percoladores.

En el proceso TF/SC, el papel del filtro percolador es remover la DBO. Dado que el tanque ACS puede ser utilizado para la remoción de los sólidos suspendidos, se usa más la DBO soluble que la DBO total para juzgar la eficiencia del filtro percolador.

Tanto los medios plásticos como de roca, pueden ser usados con buenos resultados. Algunas plantas con TF/SC usan medios de roca contigua.

Existen medios filtrantes de roca que pueden a menudo ser usados teniendo bajas cargas orgánicas y espacios originalmente empleados. Los filtros percoladores de roca son conservadoramente diseñados para bajas concentraciones de SS y niveles particulares de DBO, y a menudo producen niveles bajos de DBO soluble. El incremento de cargas en filtros de roca pueden frecuentemente aumentar la capacidad de la planta, particularmente cuando el tanque de ACS es muy grande para remover niveles de DBO soluble.

En nuevas biorreactores, los medios plásticos recientes, el peso ligero y los grandes espacios de medio plástico permiten el uso de torres más altas y cargas orgánicas mayores. El medio plástico es típicamente usado para nuevas plantas o para ampliaciones de plantas existentes. El medio de hoja corrugada es ahora más usado universalmente, donde se especifica el medio plástico. El original medio de hoja tiene corrugaciones orientadas verticalmente, pero los diseños más recientes tienen corrugaciones inclinadas a 30° con la vertical y hojas alternadas para crear puntos de contacto. Otros estudios muestran que el flujo a través del medio (CF) es significativamente más eficiente en la remoción de la DBO soluble que el medio original vertical. Esto también permite una oxidación - nitrificación de carbono.

La ecuación modificada de Velz es tradicionalmente usada para predecir remoción de DBO soluble en los filtros percoladores y para el dimensionamiento de las unidades y, sin embargo, esta ecuación no da resultados precisos para filtros de medio plásticos. La variabilidad de sitio en el coeficiente de tratabilidad para el mismo tipo de medio, puede estimarse en el tamaño de los filtros que varían hasta en un 100 %.

Los filtros percoladores en el proceso TF/SC son diseñados para un mínimo de reducción de DBO soluble de 50 %. El Anexo A.7 muestra que la reducción del 50 % puede ser completada en una torre con 2.40 m (8') del medio, con una velocidad de aplicación de 1.66 m/h (0.68 gpm/ft^2). Alternativamente, una torre con 4.90 m (16") puede tener un 50 % de reducción, con una velocidad de aplicación de 3.67 m/h (1.5

gpm/ft²). Esta torre requerirá de un 9 % menos de medio, que formará, con el problema de tener grandes costos de operación a causa del bombeo. El modelo muestra que el desempeño de la torre no es tan dramático con una torre de gran profundidad. La decisión de la profundidad de la torre puede ser basada en comparaciones de costo final tanto por los costos de operación como por los de mantenimiento.

6.2.1.3.- El Tanque de aireación y contacto de sólidos.

El tanque ACS complementa el proceso del filtro percolador para convertir los sólidos no sedimentables, en el filtro percolador del influente, en agregados biológicos floculados que sedimentarán en el clarificador. Con un tiempo de residencia suficiente, el tanque ACS puede remover adicionalmente DBO soluble. Para nuevas plantas, los diseñadores pueden determinar el costo menor en combinación con la remoción de la DBO soluble en el filtro percolador y en el tanque ACS.

Información de 17 plantas operando con el sistema TF/SC y 18 estudios piloto indican que el éxito de la biofloculación requiere tanto del contacto físico del influente de TF con el retorno de los sólidos biológicos y suficiente aireación para que estos sólidos biológicos se mantengan en estado de actividad biológica. Las plantas de TF/SC con medio de roca, tiene la ventaja de que los sólidos del influente son justamente floculados y, por lo tanto, requieren de una retención de aire pequeña para mantener la biofloculación que genera los sólidos en el medio plástico.

El tiempo para la floculación física es relativamente corto, comparándolo con el tiempo de detención requerido para mantener los sólidos en estado aeróbico. La floculación ocurre en menos de 12 minutos. El tiempo de residencia ha sido de 3 minutos; sin embargo, una floculación adicional física ocurre en el centro del tanque clarifloculador. Ambas cámaras deberán de ser consideradas cuando se determinen los requerimientos de floculación.

En las plantas de modo I TF/SC, puede tener lugar un nivel significativo de remoción de DBO soluble en el tanque ACS. La remoción cinética de primer orden en el arreglo ACS ha sido usada para estimar la remoción de DBO soluble de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\ln(C/C_0) = -K_{20} \varnothing^{T-20} X_v t \text{ ----- (1)}$$

C_0 = DBO soluble carbonácea de licor mezclado en el comienzo del canal (mg/L)

C = DBO soluble carbonácea después del tiempo t (mg/L)

K_{20} = Velocidad de reacción de primer orden a 20 °C (L/mg - min.)

\varnothing = Coeficiente de corrección de temperatura ($\varnothing = 1.035$)

T = Temperatura del agua residual °C

X_v = Sólidos suspendidos volátiles de licor mezclado (SSVLM)(mg/L)

t = Tiempo de contacto, basado en el flujo total en el canal (min.)

$$K_{20} = 2 \times 10^{-5} \text{ a } 3.3 \times 10^{-5} \text{ L/mg - min.}$$

La C_0 al final del canal puede ser relacionada con la DBO soluble del efluente en el efluente del TF (S_1) por un simple balance de masa:

$$(1 + R) C_0 = RC_1 + S_1 \text{ -----(2)}$$

R = Proporción de la recirculación de retorno de lodo.

S_1 = DBO soluble del efluente de TF (mg/L).

C_1 = DBO soluble del efluente del tanque ACS.

Usando las ecuaciones (1) y (2), se puede calcular la eficiencia de remoción de la DBO soluble, a través del tanque de contacto. El Anexo A.8 ilustra un ejemplo. Para las condiciones mostradas en el Anexo A.8, la remoción de la DBO soluble toma lugar rápidamente con un 80 %, dentro de 20 minutos de tiempo de contacto.

Para completar el ejemplo, el Anexo A.7 (para el Filtro Percolador) y el Anexo A.8 (para el tanque ACS) juntas demuestran la remoción óptima de DBO soluble entre los dos procesos unitarios. Por ejemplo, considerando un desperdicio con una temperatura de 15 °C y un efluente primario con DBO total de 150 mg/L y DBO soluble de 75 mg/L. Para una descarga el proceso debe producir una DBO con nivel de 10 mg/L. Con una torre de módulo 8, los siguientes dos casos satisfacen el diseño descrito:

Tabla No. 4.- Porcentaje de Remoción en el Filtro Percolador (TF) y Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos (TACS) para diferentes cargas hidráulicas y tiempo de contacto en TACS.

Parámetro	Caso A	Caso B
Carga Hidráulica en TF en m/h (gpm/ft ²)	1.3 (0.53)	2.0 (0.82)
Tiempo de contacto en ACS (min.)	4.0	10.0
% de Remoción en TF	80	67
% de Remoción en ACS	33	60

En el caso A, usamos una carga hidráulica de 1.3 m/h, la cual corresponde a un filtro percolador con carga orgánica de 0.96 Kg./m³/d (60 lb DBO/1000 ft³/d). En el caso de B, la carga hidráulica y la correspondiente carga orgánica del filtro percolador son incrementados 54 %. El caso B requiere 32 % menos de medio, pero necesita solo 6 minutos más de tiempo de contacto. Ambos ejemplos requieren de un retorno de lodos a un tanque de aireación para asegurar que los lodos tengan una buena biofloculación. Los datos relativos de los filtros percoladores y los tanques ACS favorecerán el caso B.

Este ejemplo demuestra un fenómeno general: el proceso es menos costoso cuando los filtros percoladores son operados relativamente con altas cargas de DBO (para 2 Kg/m³/d ó 125 lb/1000 ft³/d) porque el tanque ACS es muy eficiente en la remoción de DBO soluble. Como notaremos más adelante, la tendencia más reciente ha sido disminuir el tamaño de los filtros percoladores en favor de algunos tanques ACS más grandes.

6.2.1.4.- El Clarifloculador.

Los clarifloculadores secundarios en plantas con TF/SC son clarifloculadores típicamente circulares, como se muestra en el Anexo A.9. Ello incluye los siguientes aspectos de diseño:

1. Un Floculador central en el tanque, para la incorporación de sólidos dispersos.
2. Profundidades de agua del tanque de 5.0 a 6.3 m, para mantener una adecuada distancia vertical entre la salida del efluente y la capa de los mismos.
3. El Desalojo rápido de los lodos por remoción hidráulica de lodos.
4. Interrupción de la salida o arrastre de sólidos, en la salida del efluente.

Los clarifloculadores son operados con niveles de capas de lodos de cuando mucho 0.3 m (1') para:

1. Minimizar la influencia de la capa de lodos sobre la cantidad de SS del efluente.
2. Mantener los sólidos secundarios en estado aeróbico.
3. Disminuir la desnitrificación, la cual causa flotación de sólidos.

Los estudios piloto en Corvallis, Oregon y Tolleson, Arizona, U.S.A; demuestran que el floculador central del tanque contribuye significativamente en la eficiencia de la clarificación.

En Tolleson, el nivel de sólidos dispersos disminuyó 5 mg/L a través de floculador central. En Corvallis, la disminución fue de aproximadamente 14 mg/L.

La profundidad en los tanques secundarios en plantas de lodos activados ha contribuido a mejorar el promedio de SS en el efluente e incrementar el proceso de estabilidad, comparado con el diseño de tanques poco profundos similares. La profundidad del clarifloculador tiene un buen desempeño en plantas con procesos TF/SC, según datos generados en plantas construidas a escala. El Anexo A.10 muestra el desempeño superior de los clarifloculadores, comparado con unidades convencionales.

Mensualmente, los niveles de SS en el efluente tienen valores de 10 mg/L y se obtienen por promedios mensuales de velocidades de sobreflujo de 2 m/h (1200 gal/d/ft²). La curva de desempeño, esencialmente, es plana para este punto, en comparación con el clarificador secundario, donde el desempeño baja rápidamente con un incremento en las velocidades de sobreflujo, como lo muestran las figuras.

Las profundidades de los clarifloculadores pueden variarse con velocidades de sobreflujo significativamente altas, como en los clarifloculadores convencionales de baja profundidad. La reducción en número de clarifloculadores se compensa por el costo e incremento de la profundidad del clarificador. El costo adicional del floculador central es mínimo. Únicamente se requiere de un gran deflector y la velocidad de sobreflujo no cambia para el área del centro del tanque (floculador). Estos clarifloculadores pueden producir un efluente con un promedio en el nivel de SS de 10 mg/L o menos. Este autodesempeño permite a las plantas manejar hasta 10 mg/L, para evitar un aumento en el efluente filtrado.

6.3.- Resultados de la Operación de Plantas.

Los resultados de la operación de cinco plantas presentadas en esta sección dan una clara idea del desempeño del tratamiento a escala. Estos datos provienen de las plantas de laboratorio y reportados mensualmente. No se excluyó ningún dato y esos datos representan el trabajo continuo por un año. Se detallan las plantas seleccionadas en el **Anexo A.11.**

El tamaño de las plantas varía significativamente, de acuerdo con las cinco plantas cuyo promedio de flujos secos está dentro del rango de 0.12 a 2.74 m³/s (2.7 a 625 MG/d). Tres de las cinco plantas que operan con TF/SC tienen el arreglo del tanque ASC Mode III. Tres de las plantas usan medios plásticos en los filtros percoladores, dos usan la roca original. La carga orgánica del filtro tiene un rango de 0.38 a 1.42 Kg./m³/d (24 a 89 lb/1000 ft³/d). Los tanques tienen rangos de ancho y los tiempos de residencia varían de 2 a 54 minutos.

Todas las plantas usan clarifloculadores secundarios del tipo clarifloculador descritas anteriormente. La planta Garland incluye filtración del efluente que fue modificado y retenido de la planta original de tratamiento fisicoquímica.

El resumen anual de la calidad del efluente para estas plantas aparece entre el **Anexo A.12** y el **Anexo A.16**. Más datos comprensivos en algunas de estas plantas se presentan en las referencias 1, 3, 5, 6 y 15. Los problemas creados por la nitrificación parcial en el filtro percolador aparecen en los datos proporcionados por la planta de Corvallis y se muestran en el **Anexo A.12**. Aquí el promedio anual de DBO total es 15 mg/L, de la cual la DBO carbonácea (DBO_c) es de 6 mg/L. El último valor refleja la inhibición por nitrificación en la prueba de DBO, a través del uso de un químico. La prueba de la DBO carbonácea refleja aún mejor la remoción de la DBO actual.

Así como Corvallis, debe de darse una consideración especial a todos los elementos del diseño y operación de una planta. Por ejemplo, el manejo del reciclaje de sólidos en una planta llega a ser especialmente importante porque el proceso se limita a que la floculación divida finamente los sólidos, característica del reciclaje de las operaciones y procesos de sólidos. El proceso puede también ser disminuido hasta permitir un 45 - 45, según estudios de plantas piloto de Omaha, Nebraska, U.S.A. que se muestran. El **Anexo A.17** muestra los resultados de las cargas en este estudio.

La aceptación del proceso TF/SC por los operadores de plantas resulta un aspecto importante. Los autores discuten con los superintendentes de las plantas que operan con el proceso TF/SC y les preguntan sus impresiones acerca del proceso. La opinión de algunos superintendentes encargados de las plantas es: "Si me dieran a escoger entre el proceso TF/SC y el de lodos activados convencional yo no dudaría en preferir el proceso TF/SC. Para arrancar una planta de 50 MGD es mejor usar el proceso TF/SC que el de lodos activados: no hay comparación". El superintendente de la planta de Corvallis dijo: "El proceso TF/SC es muy flexible". Estas opiniones dan una razón del porque hay que estar consciente de las excelencias y debilidades de una planta, sobre todo en opinión de los operadores.

6.4.- Crónica de desarrollos recientes

El diseño del proceso TF/SC continuamente arroja más datos en operaciones a escala y en pruebas piloto. Un ejemplo de esta evolución es un cambio en el diseño del clarifloculador con velocidades de sobreflujo punta puede incrementarse tanto como a 3.4 m/h (2000 gal/d/ft²). Estos cambios reducen los costos en las aplicaciones del proceso TF/SC.

Otra consideración es el tamaño de los tanques ACS. En las primeras plantas de TF/SC, el filtro percolador removi6 un alto porcentaje de DBO soluble. Esto da como resultados, tiempos de contacto m6s cortos y tanques ACS m6s peque1os en tama1o, ya que solo es necesaria la biofloculaci6n. La experiencia muestra que los tanques ACS tienen un alto grado de remoci6n de DBO soluble, cuando los tiempos de contacto son grandes; pero menores que 60 minutos. Anteriormente se ha descrito que los tama1os de los filtros percoladores y los de los tanques ACS deben ser considerados juntos.

—Nuevos desarrollos han producido grandes ahorros en costo, en el caso del filtro percolador. El medio m6s eficiente (medio CF) permite por lo menos una reducci6n en un 40 % del tama1o del filtro percolador. A1un m6s, una compresi6n o entendimiento de la remoci6n de la DBO soluble en los tanques ACS y el filtro percolador ha permitido un incremento en la carga de filtro percolador de 0.5 a 0.8 Kg./m³/d (30 a 50 lb DBO/1000 ft³/d) rango que puede extenderse hasta 2 Kg./m³/d (125 lb DBO/1000 ft³/d), como se muestra en la tabla 8. Los restos del efluente muestran un 30 - 30 para todas las fases en la planta piloto de Omaha donde la operaci6n de los filtros percoladores se efectu6 bajo fuertes cargas. El modo III del proceso TF/SC fue usado en el arreglo de la c6mara de s6lidos en contacto durante el estudio. El Modo I dar6 a1un valores m6s bajos en el efluente, pero niveles m6s bajos donde no todos los objetivos son de estudio, los requerimientos en el efluente de SS y DBO mensualmente son de 45 mg/L.

Las características del tanque ACS y el clarifloculador, pueden incrementar significativamente la capacidad de los filtros percoladores de las plantas que trabajen con un medio de roca. Las capacidades de carga existentes en los filtros percoladores pueden a menudo ser probadas por unidades de atracción fuera de servicio, para obtener altas cargas en las unidades en operación.

La remoción de la DBO soluble a través del filtro y la evaluación de olor pueden basarse en un sondeo o revisión, y evaluando la última capacidad de las unidades. El procedimiento tomará la mística del diseño del proceso TF/SC con filtros percoladores de roca.

Continuando con la re-evaluación de las capacidades del proceso TF/SC, se juntarán datos de plantas a escala piloto. Los datos indican que muchas de las plantas con TF/SC tienen sustancialmente mayor capacidad que la originalmente diseñada. La planta de Tolleson, Arizona y Goleta, California, plantas operadas con TF/SC han operado con un 20 a 40 % por arriba de las cargas de diseño, con un efecto significativo en la calidad del efluente; por eso han sido tomados en cuenta estos nuevos procesos de diseño, dada su capacidad de soportar cargas altas.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

6.5.- Los Medios Filtrantes en Filtros Percoladores

El medio filtrante ideal sería un material que tuviese una gran área superficial por unidad de volumen, que fuese económico, y que no se obstruyese fácilmente. En el Anexo A.18 se muestran algunos medios filtrantes típicos. Las características físicas de los medios filtrantes más empleados, se indican en el Anexo A.19. Hasta mediados de la década de los años sesenta, el material más empleado era el granito de alta calidad o escoria triturada. Debido a su alto costo y a problemas como la escasa superficie de poros y a la facilidad de obstrucción por la biomasa, los materiales rocosos se han venido sustituyendo por otro medio filtrante plástico, madera de secoya, o madera prensada.

En determinados casos, el uso de materiales rocosos puede ser más económico; pero su uso está en función de la disponibilidad de materiales tales como gravas de río o áridos de triturados, que son los más indicados para el uso en filtros percoladores. Los áridos deben estar bien clasificados, de manera que el 95 % tenga un tamaño entre 75 y 100 mm. Exigiendo un determinado nivel de uniformidad de tamaños se asegura la presencia de suficientes poros que permitan el flujo del agua residual y la circulación de aire. Otras características de los medios filtrantes que revisten importancia son la resistencia y la durabilidad de los mismos. La durabilidad se puede determinar en el ensayo de sulfato de sodio, que se utiliza para probar la consistencia del hormigón. Debido al peso del medio filtrante, la profundidad de los filtros de medio rocoso se suele limitar entre 1.5 y 3.0 m.

En el Anexo A.18 se ilustran varios tipos de medios filtrantes de materiales plásticos. Los medios de plástico moldeado tienen apariencia de colmena. En su construcción se entrelazan láminas de cloruro de polivinilo (PVC) lisas o corrugadas para formar módulos rectangulares. Estas láminas suelen tener una superficie corrugada que favorecen el crecimiento de la película biológica y aumentan el tiempo de detención. Cada nivel de módulos se dispone ortogonalmente al nivel anterior, para mejorar la distribución del agua residual. Los dos principales tipos de medios de láminas de plástico corrugado son los verticales y los de flujo transversal. Ambos tipos de medio resultan eficientes en la eliminación de la DBO y de los SS para un amplio intervalo de cargas. Con el uso de medios de madera o de plástico, se han construido filtros de hasta 12 m de profundidad. La capacidad de trabajar con altas cargas y la dificultad de obturación que ofrecen estos tipos de medios los hacen especialmente indicados para su uso en filtros de alta carga.

6.5.1.- Los sistemas de drenaje inferior.-

El sistema que colecta el agua residual en los filtros percoladores, consiste en unos dispositivos de drenaje inferior para reunir el agua filtrada y los sólidos desprendidos del medio filtrante, para conducirlos al tanque de sedimentación final. En el caso de medios filtrantes rocosos, el sistema de drenaje inferior suele consistir en bloques de arcilla vitrificada o parrillas de fibra de vidrio que descansan sobre un falso fondo sobre la solera del filtro (Anexo A.20). La solera y el sistema de drenaje inferior deben ser lo suficientemente resistentes para soportar el peso del medio, de la película biológica, y del agua residual. La solera y el sistema de drenaje están dotados de una cierta pendiente (entre 1 % y 5 %) para llevar el agua recogida a canales de drenaje perimetrales o situados en el centro del filtro. Los canales de extracción del efluente se diseñan de modo que se consiga una velocidad mínima de flujo de 0.6 m/s para el caudal medio diario. Los sistemas de drenaje inferiores pueden estar abiertos en ambos extremos para facilitar las labores de inspección y limpieza, en el caso de que fuesen obturados. También sirven para ventilar el filtro, proporcionando el aire que precisan los microorganismos de la película biológica, de modo que deberían estar comunicados - por lo menos - con un canal perimetral para la ventilación de la zona del muro y con el canal de colección central.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

En el caso de medios de plástico, el sistema de drenaje inferior y de soporte consiste o en un sistema de apoyos y viguetas o en una parrilla. En el Anexo A.21 se muestra un sistema de drenaje inferior, típico para filtros de torre. El sistema de vigas y apoyos suele emplear vigas prefabricadas de hormigón que descansan sobre soportes. El medio se dispone encima de las vigas, que tienen canales en su parte superior para asegurar el libre flujo de agua residual y aire. Todos los sistemas de drenaje inferior se deben diseñar de modo que permitan la posterior incorporación de un sistema de ventilación forzada, para el caso de que se produzcan variaciones en las condiciones de funcionamiento del filtro.

6.5.2. La Ventilación.-

Para el correcto funcionamiento de un filtro percolador es de esencial importancia la existencia de un flujo de aire a través del mismo. Los principales factores que intervienen en el flujo de aire en un filtro abierto en su parte superior son la ventilación natural y la acción del viento. En el caso de la ventilación natural, el agente que genera el flujo de aire es el gradiente de temperatura existente entre el aire contenido y el aire atrapado en los poros del filtro. Si el agua residual tiene una temperatura inferior a la del aire ambiente, el aire de los poros será frío y el flujo de aire se producirá en sentido descendente. Si el aire ambiente tiene menor temperatura que el agua residual, el flujo de aire será ascendente. La primera situación es menos favorable, desde el punto de vista de la transferencia de masas, ya que la presión parcial del oxígeno (y por lo tanto la velocidad de transferencia del oxígeno) es menor en la zona de mayor demanda de oxígeno. En muchas regiones del país, especialmente en verano, hay épocas en las que apenas se produce alguna circulación de aire a través del filtro percolador, ya que los gradientes de temperatura son inapreciables.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

6.6.- Evaluación de los Medios Plásticos en Filtros Percoladores

Para realizar el diseño de una planta de tratamiento con el sistema TF/SC, se utilizará como medio filtrante (en la bitorre) un empaque plástico, cuyo uso es cada día mayor, como medio para fijar la biomasa. Se tomará como modelo un estudio realizado en los Estados Unidos, en Plantas Piloto que utilizaron diferentes tipos de medios plásticos, y en los cuales se estudió la eficiencia con que trabajan dichos medios. Se describe a continuación el estudio.

Se realizó un estudio piloto en la Utoy Creek Water Pollution Control Plant en Atlanta Georgia. La planta piloto se evaluó tanto en dos etapas de Filtros Percoladores como un sistema combinado de FILTRO PERCOLADOR Y BIOMASA SUSPENDIDA. La primera fase de estudio pretendió evaluar el efecto del arreglo del medio plástico en la remoción de la DBO. Se presentan aquí los resultados de esta fase.

6.6.1.- Descripción

La planta piloto consistió en dos plantas paralelas, cada una con : una torre de 6.1 m (20 ft) para remoción de la DBO carbonácea, tanque o pileta de aireación, y una torre de 6.1 m (20 ft) para nitrificación (Anexo A.22). También tienen dos torres independientes de 3 m (10 ft). El área de la sección transversal de las torres es de 1.2 m x 1.2 m (4 ft x 4 ft). El arreglo de la planta piloto permite una comparación directa de varios tipos de medios plásticos con operación paralela a otros sistemas. La influencia de la profundidad en la eficiencia del tratamiento se estudió a través de una operación en paralelo de las torres de 3 m y 6.1 m.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

El influente de la planta piloto fue el efluente primario de la planta Utoy Creek. El flujo para la planta Utoy Creek es aproximadamente de un 5 % industrial y un 95 % doméstica-comercial. Las características del agua residual se muestran en el Anexo A.23. La alimentación de la planta piloto se hizo por bombeo, a través de un cárcamo a la parte superior de las torres, para la distribución en cada torre en servicio. El agua residual se distribuye a través del medio de cada torre individual por nueve platos circulares de los cuales se trabaja con uno escogido al azar. Para simplificar el estudio, no se utilizó la recirculación del efluente. Para cargas menores de 2.4 m/h (1.0 gpm/ft²) el influente fue dosificado para distribuir eventualmente el agua residual a través de la superficie del medio. La dosificación en las torres de 6.1 m fue aplicada por dispositivos

mecánicos o sistemas de llenado y vaciado. Se usaron sifones de dosificación para alimentar las torres de 3 m (10 ft). Ambos tipos de dispositivos descargan aproximadamente cada 12 segundos.

Durante la operación en paralelo, las torres se aclimataron para un mínimo de seis semanas, comparando cada velocidad de flujo de los efluentes. Se recolectaron muestras compuestas cada dos horas, durante 24 horas y se analizaron usando los métodos de la "Standard Methods for the Analysis of Water and Wastewater"; Nitrógeno Total Kjeldhal (NTK), método 420A; Nitrógeno Amoniacal, método 417E; Nitratos, método 418C; Nitritos, método 419; DQO total y soluble (1.5 μm filtrado de membrana), método 508 A ; Sólidos suspendidos , métodos 209C y 209D ; DBO total y soluble (1.5 μm filtrado de membrana), método 507. En todas las muestras de DBO se inhibió la nitrificación. Se realizaron muestreos en pares, para determinar las diferencias existentes en la remoción de la DBO soluble de las torres en paralelo para una confianza del 95 %.

Los cinco tipos de medios plásticos comparados se describen en el Anexo A.24. Estos consisten en : Uno de flujo vertical (VF), tres a través del flujo Cross Flow (CF) y un medio al azar. El medio a través del flujo (CF) tiene corrugaciones en ángulo de 60° a 45° con el plano horizontal. Los resultados de comparación fueron divididos en 3 secciones : Un flujo a través del medio (CF) vs. Flujo Vertical (VF), CF vs. CF y un CF vs. Medio al azar. El CF a 60° se usa en el estudio de dos diferentes maneras, diseñados como CF 60° (A) y CF 60° (B).

6.6.2.- Variaciones en el Flujo según los Medios

- El Flujo a través del medio (CF) contra el Flujo Vertical (VF).- El desempeño de un CF a 60 ° y un medio VF en las torres de 6.1 m (20 ft) para tres cargas orgánicas se resumen en el Anexo A.25. El medio filtrante CF consiste en una remoción de la DBO mayor que en el medio VF. Para las tres cargas orgánicas probadas el promedio de remoción de la DBO soluble con un medio CF fue del 79 % contra el 67 % con un medio VF.
- El Flujo a través del medio.- Los resultados de comparación de el CF 60 ° en las torres de 6.1 m (20 ft) se muestran en el Anexo A.26 y en el Anexo A.27, respectivamente. De acuerdo a las pruebas pares basadas en la remoción de la DBO, el medio CF fue ligeramente superior al medio CF 60 ° para una carga hidráulica de 1.37 m/h (0.56 gpm/ft²) pero no para una de 0.8 m/h (0.35 gpm/ft²). Las pruebas en pares indican una diferencia no significativa entre los dos tipos de medio CF 60° basado en la remoción de la DBO soluble.

La nitrificación puede resultar difícil con datos de la DBO soluble. La remoción de la DBO soluble puede ser significativamente grande, con un medio CF 45°, en la torre de tres, ya que la nitrificación fue menor. Alternativamente, cuando la carga hidráulica es baja, los desempeños de ambos medios son similares. Con disminución de la remoción de DBO soluble, los medios CF 45° mostraron una reducción de amonio. Las razones para esta discrepancia no son conocidas en la actualidad. El medio CF 60° (A) en la torre de 6.1 m removió mas amonio que el medio CF 60°(B) aunque la remoción de la DBO soluble no fue estadísticamente diferente. El medio CF 60° (A) fue operado durante dos meses en el verano, con baja carga hidráulica, antes del muestreo paralelo, para estabilizar la nitrificación.

- El Flujo a través del medio (CF) contra el Medio al azar (Random) .- Los resultados de la comparación entre el CF 45° y el medio al azar en la torre de 3 m (10 ft) se muestran en el Anexo A.28. Los datos indican que el medio CF tuvo más remoción

que el medio al azar de DBO en todas las cargas en que se probaron. Así mismo, ocurrió una nitrificación significativa con el medio CF con cargas a velocidades más bajas y en el medio al azar con cargas aún más pequeñas.

6.6.3.- Diseño

6.6.3.1.- La Remoción de DBO.-

Se usa una variedad de métodos para diseñar torres empaquetadas. El cálculo de la profundidad y del volumen del medio requerido para una concentración de DBO específica en el efluente puede variar significativamente con el método de diseño. Los dos métodos más usados son:

- a) El de las curvas de desempeño probable y
- b) El de las ecuaciones empíricas.

Una curva de desempeño es una gráfica en la que se presenta ; la carga orgánica contra el porcentaje de remoción de la DBO.

Un ejemplo de una ecuación empírica es la ecuación modificada de Velz:

$$\ln (S_o/S_e) = k A_s D \theta^{T-20}/Q^n$$

Donde:

S_o = DBO en el influente (mg/L)

S_e = DBO en el efluente (mg/L)

k = Coeficiente cinético ($L/m^2 s$)ⁿ

A_s = Área superficial del medio (m^2/m^3)

D = Profundidad (m)

θ = Factor de corrección por temperatura (°C)

Q = Carga hidráulica ($L/m^2 s$)

n = Coeficiente hidráulico

Algunos estudios con torres empaquetadas han mostrado que usualmente no se requiere la corrección por temperatura, cuando la temperatura del agua residual está por arriba de los 10°C.

De acuerdo con la ecuación modificada de Velz, cuando se incrementa la profundidad de la torre, decrece el volumen del medio requerido para una remoción específica de la DBO. El método de la curva de desempeño, sin embargo, no incluye la profundidad como factor de diseño; lo cual implica que la eficiencia de remoción de la DBO no cambia con la profundidad de la torre; por lo tanto, el costo del bombeo deberá ser rescatable para construcciones pequeñas con torres grandes.

Para determinar qué tanto afecta la profundidad de la torre en la eficiencia del tratamiento, se comparan los datos de las torres de 3.0 m y 6.1 m con iguales cargas orgánicas. Ambas torres contienen medios CF 60° (A). Como se muestra en el Anexo A.29, un gran porcentaje significativo de DBO fue removida por la torre más alta, lo cual indica que la profundidad sí tiene influencia en la eficiencia del tratamiento. Los datos graficados se tomaron de los Anexos A.29 y A.30

El valor de “n” está dado por una línea recta que encaja en una gráfica log - log de $A_s D/Q^n$ contra la Remoción de DBO y se determinó para cada tipo de medio. El valor de “n” obtenido para cada tipo de medio fue de 0.65, el cual coincide con los resultados de otras investigaciones.

De la ecuación, “n” es conocido, el coeficiente cinético “k” el cual indica la velocidad de remoción del sustrato, puede ser determinada por la pendiente de la línea. Los valores de “k” para los tipos de medio en este estudio se muestran en el Anexo A.31. Los diferentes tipos de medios CF tienen similares coeficientes cinéticos, los valores para VF y medios al azar son significativamente bajos; por lo tanto, un gran volumen de medio VF o medio al azar se requieren para llevar a cabo la misma DBO del efluente del medio CF.

Una variación de esta magnitud en “k”, en la ecuación modificada de Velz, puede hacer un 38 % de diferencia en el volumen del medio requerido para llevar a cabo una concentración específica de DBO en el efluente, se usa si un valor de $n = 0.5$ es usado. Esto es importante para el desempeño de la planta piloto probada, antes de diseñar los filtros percoladores totalmente a escala o en la realidad

6.6.3.2.- Limitación de Oxígeno.

La diferencia en el desempeño de los medios corresponde a las diferentes capacidades de transferencia de oxígeno de los mismos. Para un mejor entendimiento de lo anterior, se realizaron estudios de concentraciones de DBO soluble en muestras instantáneas recolectadas en condiciones similares, en profundidades intermedias de 0.5 m en los medios VF y CF de las torres de 6.1 m (20 ft). Se muestran los resultados en el Anexo A.30 . La tasa de remoción fue calculada a cada 0.6 m (2 ft) y graficada contra concentraciones de DBO soluble. La tasa de remoción se incrementa con bajas concentraciones de DBO soluble; sin embargo, cerca de una DBO soluble de 40 mg/L la tasa de remoción comienza a ser constante, a pesar del incremento de concentraciones. Este cambio es una relación entre la concentración de la DBO soluble y la tasa de remoción de la DBO soluble, a través del filtro percolador; todo esto repercute en las limitaciones de transferencia de oxígeno. Así se podría decir que la eficiencia en la transferencia de oxígeno es el factor primario responsable en las diferencias de desempeño en los medios de este estudio; sin embargo, esto es cuestionable, ya que en todas las muestras, la tasa de remoción en diferentes profundidades de torres con medio VF fue menor que en las torres CF, aún cuando la concentración de DBO soluble fuese pequeña, la limitación de oxígeno no deberá ser un factor para el diseño.

6.6.3.3.- El Taponamiento

Son interesantes las características de taponamiento de varios tipos de medio, por el desprendimiento de la biocapa, porque pueden reducir la eficiencia del tratamiento y causar problemas de malos olores y proliferación de insectos. Para establecer las características de taponamiento, fueron comparados el medio CF 60° y el medio VF, de los cuales se removieron dos módulos de estos medios en las torres de 6.1 m (20 ft). Las torres han estado en operación durante unas seis semanas de los meses de invierno, con una carga de DBO total de 1.33 Kg/m³ d (83 lb/1000 ft³ d de DBO total). Aunque ninguna de las ranuras del medio fue completamente taponeada, sí fueron algunas parcialmente bloqueadas. El medio CF fue parcialmente bloqueado por depósitos gelatinosos negros largos (de 2.5 a 5 cm de diámetro) dentro del medio. Como puede apreciarse en el Anexo A.33, la mayoría de los sólidos se juntaron estableciendo puntos de contacto entre dos hojas paralelas. Se encontró un gran número de estos mismos depósitos gelatinosos, en los medios VF; pero sobre los módulos y no entre los módulos u hojas, como ocurrió con los CF a 60°.

Aún así, el taponamiento en los medios CF puede no afectar tanto la eficiencia del tratamiento, como pudiera ocurrir con los medios VF. Si la masa de sólidos bloquea alguna ranura del medio VF, el flujo no puede entrar en otros puntos y disminuye el área superficial disponible. Esto no ocurre con los medios CF, porque el flujo puede distribuirse de otras partes del medio.

Se ha observado que la acumulación de sólidos es mayor durante los meses de invierno, y el período importante de desprendimiento ocurrió más tarde, al inicio de la primavera, al incrementarse la temperatura ambiente. Esto se debe probablemente a que el espesor de las biocapas son típicamente mayores cuando está baja la temperatura ambiente.

También se acumulan sólidos en medios al azar (random) donde en etapas tempranas pueden ser estos responsables de una pérdida o disminución en la nitrificación. Se operaron el medio CF 45° y el medio al azar en torres de 3 m (10 ft), con cargas hidráulicas de 1.22, 0.86 y 2.4 m/h (0.5, 0.35, 1.0 gpm/ft²). Cuando la carga fue disminuyendo de 1.22 a 0.86 m/h (0.5 a 0.35 gpm/ft²), la nitrificación empezó a ocurrir en ambas torres. El Anexo A.34 muestra la remoción del amonio al pasar el tiempo. La nitrificación, en el medio al azar, primero aumenta y luego disminuye y nunca alcanza el grado de nitrificación en el medio CF 45°. Cuando se removió el primer metro en el medio al azar se encontró una gran cantidad de sólidos gelatinosos negros de Beggiotoa en las superficies interiores. La Beggiotoa también pueden encontrarse en la acumulación de sólidos acumulados en el medio; sin embargo, muy pocas se presentan en los módulos de medio del efluente. La Beggiotoa, por otra parte puede presentarse en grandes cantidades en el efluente de medios al azar, lo cual indica una mayor acumulación de sólidos.

Cuando se incrementa la carga hidráulica de ambas torres de 3 m (10 ft) a 2.4 m/h (1 gpm/ft²), apareció una gran cantidad de sólidos negros en el efluente del medio al azar. Esto indica que la acumulación de sólidos puede disminuir y mejorar la eficiencia de tratamiento al dejar de incrementarse la carga hidráulica; sin embargo, no ocurrió mejora cuando se revisó el primer metro de medio, ya que ocurrió un leve incremento en la acumulación de sólidos. Debe recalarse que no se usó la recirculación; pero con ella se puede prevenir la acumulación de sólidos, al dejar de incrementar la carga hidráulica, sin que ésta se incremente.

La acumulación de sólidos puede provocar una inhibición en la nitrificación y una reducción a la remoción de la DBO y así mismo causar corto circuito de flujo a través de la torre. Algunas observaciones visuales realizadas al usar tinte en el flujo a través del medio al azar y el medio CF 45° de las torres bajo idénticas cargas, mostraron que el tinte en el flujo del efluente apareció en el medio al azar seis segundos antes que en el

otro medio. Los cortocircuitos pueden disminuir la remoción de la DBO en las partes superiores de la torre, disminuyendo también el tiempo de retención y el área superficial disponible. El incremento de concentración de DBO en las partes bajas de la torre podría disminuir el área superficial disponible para nitrificar. La acumulación de sólidos puede además inhibir la nitrificación debido a la reducción de los materiales que generan condiciones inadecuadas para llevar a cabo la nitrificación.

6.7.- El Medio plástico tipo BIOdek

Para diseñar el biofiltro o la bitorre de la planta de tratamiento del Fraccionamiento “San Andrés” se empleó como medio un empaque plástico de la marca BIOdek. A continuación se dan a conocer las características y otras aplicaciones de este tipo de medio.

Por muchas décadas se han usado medios en filtros percoladores que cuentan con una película de microorganismos adheridos en el medio, para llevar a cabo la oxidación biológica de desechos orgánicos; estos medios pueden ser de piedra (gravas de río, escorias de altos hornos), madera de secoya y últimamente medios plásticos. El crecimiento biológico en la superficie del medio convierte el desecho orgánico disuelto o nitrógeno amoniacal en productos estables que incluyen dióxido de carbono, nitratos, nitritos, agua y sólidos biológicos, los cuales son removidos posteriormente por clarificación.

Se enlistan las ventajas de usar un medio con una capa biológica adherida, sobre otros métodos de tratamiento :

- Menor consumo de energía
- Mayor confianza en el desempeño del tratamiento
- Alta resistencia para amortiguar cargas hidráulicas y orgánicas
- Mayor facilidad de operación, sin complicaciones
- Eliminación de los problemas de lodo abultado

El uso de medios no plásticos para tratamiento es de mayor costo para conseguir una reducción de la DBO, nitrificación, desnitrificación, eliminación de olor y tratamiento anaeróbico.

Se ha tratado de incrementar la eficiencia de la capa biológica adherida a los medios sintéticos (plásticos). En el Anexo A.35 se observa una fotografía de un módulo de medio plástico tipo CF (Crossflow) “a través del medio”.

6.7.1.- Descripción General.-

El medio plástico BIOdek tipo CF se fabrica por módulos y consiste en hojas rígidas de PVC corrugadas. Lo diferente de estos medios es que en la fabricación de estos módulos se utilizan hojas planas. Cada hoja es corrugada con un ángulo de 60° y es ensamblada en empalmes en hojas adyacentes. Esta configuración asegura una distribución continua y uniformemente horizontal tanto del aire como del agua en toda la profundidad del medio (ver Anexo A.36). Resulta un gran incremento en el tiempo de contacto entre el agua residual y la capa biológica adherida en el medio, así como también un incremento en la difusión del líquido sobre la capa biológica. ®

El medio plástico BIOdek puede utilizarse para áreas superficiales de 30 a 68 ft² por ft³ de medio. Se muestran algunas aplicaciones tipo en el Anexo A.37.

El diseño del medio sintético plástico CF BIOdek ofrece ventajas que no tienen otros medios sintéticos; según se detalla en los siguientes incisos:

a) No requiere ventilación forzada :

El medio plástico BIOdek provee una distribución uniforme y continua tanto del aire como del agua residual a través del medio, eliminando la necesidad de ventilación de aire forzada, aún en diámetros o longitudes largas en filtros percoladores (Anexo A.36)

b) Reduce la profundidad de los medios:

El medio plástico BIOdek ha logrado alta eficiencia aún en medios con profundidades por debajo de los 6 ft. El medio plástico BIOdek se usa a menudo para reemplazar medios de roca, para incrementar el grado del tratamiento y la capacidad de los filtros percoladores existentes. (Anexo A.38)

c) Minimiza la recirculación:

El medio BIOdek incrementa el tiempo de contacto del agua residual con el medio, resultando una alta eficiencia cuando se cuenta con recirculación (Anexo A.40)

d) Reduce los costos de bombeo:

En medios poco profundos y con una relación de recirculación mínima, el medio BIOdek incrementa los costos efectivos; pero con profundidades adecuadas, se reducen los costos de bombeo (Anexo A.39)

e) Amplía el Rango hidráulico.-

El medio plástico BIOdek proporciona una efectiva remoción de DBO para cargas hidráulicas por debajo de 0.2 y hasta mayores de 2.5 gpm/ft² (Anexo A.40)

6.7.2.- Aplicaciones especiales del medio Biodek.

El tratamiento biológico con medios plásticos BIOdek tiene numerosas aplicaciones en el tratamiento del agua residual, según se verá en los siguientes incisos:

a) En mejorar la calidad de Filtros Percoladores existentes con medio de roca.

El medio plástico BIOdek tiene un diseño ideal para reemplazar los filtros percoladores existentes que trabajan con medio de roca.

Se usa directamente para reemplazar el medio de roca, ya que puede incrementar los niveles de remoción de DBO_5 en los filtros percoladores existentes por arriba del 90 %, así como incrementar las capacidades hidráulica y orgánica.

El medio plástico Biodek CF, corrugado, garantiza una distribución continua y uniforme del aire y del agua residual. El resultado es una máxima utilización de superficie del medio y un incremento en el tiempo de retención del agua residual en el medio, especialmente con bajas cargas orgánicas.

Este medio es capaz de producir un alto grado de tratamiento biológico en profundidades de empaque por debajo de 6 ft y con cargas hidráulicas abajo de 0.2 gpm. El Anexo A.38 indica un mejoramiento en la calidad del efluente con respecto a la DBO_5 cuando se reemplaza el medio de roca por el medio plástico BIOdek.

Cuando se reemplazan los medios de roca por medios plásticos, en los filtros percoladores existentes, no es necesario alguna modificación en las estructuras de los filtros percoladores.

b) Reducción de la DBO.

Para un diseño aproximado en los filtros percoladores para reducción de la DBO se han usado docenas de fórmulas matemáticas para describir las reacciones que se llevan a cabo en los medios de filtros percoladores. Desafortunadamente, los modelos matemáticos de hoy no describen adecuadamente dichas reacciones y a menudo son contradictorios. Los parámetros de diseño de BIOdek se obtienen utilizando instalaciones a escala (piloto) con aguas residuales similares a las condiciones de operación. Con un pH entre 6 y 8.5 se puede mantener un balance de nutrientes entre DBO, nitrógeno y fósforo de 100:5:1. La curva de desempeño para reducción de DBO₅ y para varias cargas de aguas residuales municipales se muestra en el Anexo A.41. La carga hidráulica en el filtro percolador puede tener un intervalo de 0.2 a 2.5 gpm/ft².

c) Tratamiento Secundario

El medio BIOdek se usa en reactores donde trabaja con capas biológicas adheridas, ya tenga en el tratamiento tanto clarificación primaria como secundaria puesto que empleando este sistema puede efectuarse una reducción de DBO₅ y sólidos suspendidos por arriba del 90 % (Anexo A.42).

d) Proceso TF/SC (Filtro Percolador y Contacto de Sólidos)

El proceso TF/SC utiliza el filtro percolador seguido de un tiempo corto de aireación (Anexo A.43). La recirculación del lodo del tanque aireado permite una mejor aglomeración de partículas finas y mejora las características de sedimentabilidad. Así mismo, la aireación debe ser continua para que se produzca una remoción del material orgánico soluble. El tanque de aireación, combinado con un clarifloculador, puede alcanzar una eficiencia de hasta el 95 % en la reducción de la DBO y los sólidos suspendidos.

e) Pretratamiento

El medio BIOdek puede usarse en casos de pretratamiento, cuando se presentan aguas residuales complicadas o cuando se busque reducir la carga orgánica, como un paso previo a un tratamiento biológico. (Anexo A.44)

f) Nitrificación

En el proceso de nitrificación, el medio BIOdek produce un efecto significativo en la oxidación del nitrógeno amoniacal a nitratos que se produce en el tanque reactor. (Anexo A.45)

Para llevar a cabo la nitrificación usando en un paso previo el medio BIOdek, se requiere menos equipo mecánico, menos energía para la operación y menor atención que utilizando cualquier otro método para nitrificar.

Cuando la nitrificación en el medio BIOdek precede a la clarificación secundaria, el efluente puede traer una DBO_5 de hasta por debajo de 20 mg/L.

Se muestra una curva de desempeño para nitrificación usando el medio BIOdek en el Anexo A.46.

g) Desnitrificación

Se pueden reducir los niveles de nitrato mayores que 30 mg/L hasta en un 90 % usando un tratamiento biológico con medios BIOdek (Anexo A.47). Las profundidades de los medios usualmente fluctúan entre 6 y 12 ft con sobreflujos entre 0.8 y 1.3 gpm/ft² (Anexo A.48).

h) Disminución de olores desagradables.

Los olores en forma de ácido sulfhídrico generados durante el tratamiento del agua residual pueden ser efectivamente oxidados con el medio BIOdek (Anexo A.49). El aire donde están contenidos los compuestos generadores de olores es oxidado por la biomasa que esta adherida al medio plástico BIOdek, en el tratamiento primario o secundario del agua residual. Esta oxidación ocurre durante el tratamiento secundario, donde se aplica el agua residual sobre la parte superior del medio y al pasar el agua a través del medio, el aire estará siendo tratado. Puede removerse el ácido sulfhídrico si se presentan concentraciones de 2 ppm o menores. (Anexo A.50)

6.7.3.- Soporte y Estructura para el medio plástico Biodek

El sistema de soporte recomendado para los medios plásticos BIOdek consiste en un sistema de vigas de 6 pulgadas de ancho y separadas de centro a centro en distancias de 24 a 36 pulgadas. Cada módulo estará apoyado en 2 vigas de soporte. (Anexo A.51)

Los módulos BIOdek se autosportan estructuralmente. Los muros de la biotorre no estarán sujetos a cargas laterales y solo serán diseñados para soportar cargas de viento. Uno de los mayores costos es el uso de hojas de fibra de vidrio corrugadas reforzadas con perfiles metálicos. Tanto en las biotorres circulares como en las rectangulares (Anexos A.52 y A.53) se pueden usar boquillas o aspersores o un distribuidor rotatorio, según la configuración o la forma de la biotorre.

La base o dren de la biotorre deberá tener una pendiente del 2 al 4 %. La profundidad de la biotorre debe ser de 4 m. o menos. Para la circulación del aire en el medio, bastará con dejar una abertura u oquedad en alguna pared lateral de la base o dren.

6.7.4.- Especificaciones e Instalación

- MEDIO

El medio plástico BIOdek se fabrica con hojas PVC corrugadas, formando corrugaciones transversales inclinadas a través del empaque. Cada hoja adyacente permite una distribución interna horizontal continua, tanto del aire como del agua residual, a través de toda la profundidad del medio o empaque plástico.

Para asegurar un adecuado tiempo de contacto y difusión de la capa de líquido, el medio BIOdek es capaz de lograr una distribución del agua residual de manera horizontal en un mínimo de un pie por cada pie de profundidad de medio. Este medio produce un mínimo de 120 mezclados o puntos de distribución horizontal por ft³ de medio.

El medio BIOdek ofrece una área superficial de 30 a 68 ft²/ft³ de medio con un mínimo del 95% de relación vacío - volumen.

Los medios BIOdek son seleccionados de acuerdo con cada instalación y han sido sometidos a pruebas de carga de compresibilidad, para garantizar una adecuada capacidad para cada requerimiento de carga.

- EL MATERIAL

El medio Biodek consiste en hojas de material polivinilclorado (PVC) resistente a la putrefacción, hongos, crecimiento de bacterias y otras formas de microorganismos, así como también resistente a las concentraciones normales químicas de drenajes con contenidos ácidos, álcalis, solventes orgánicos y compuestos orgánicos.

El PVC es resistente a los rayos ultravioleta y especialmente está estructurado para resistir durante largos lapsos a la ruptura por cargas continuas.

- **INSTALACIÓN**

El medio BIOdek se instala de tal manera que las hojas de los módulos, queden paralelas unas con otras, así mismo, los módulos se acomodan de manera que los ángulos de las hojas queden encontrados unos con otros, tanto en la capa superior, como en la capa inferior, para una mejor redistribución del aire agua residual (Anexo A.51).

Deberá tenerse especial cuidado durante la instalación del medio, para proteger el módulo de algún daño, sobre todo donde es necesario hacer recortes ya que esto afectará a la película de la biomasa. Deberá tomarse adecuada precaución para proteger y para asegurarse de que no ocurra daño al medio y que no queden desechos del proceso de cortado depositados en el sitio donde se colocará el medio. Cualquier desperdicio del material deberá de ser removido, antes de colocar las siguientes capas del medio.



CAPITULO VII

DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

7.1.3.1 Gasto máximo (Q_{\max})

a) Q_{\max} para el 100 % del fraccionamiento:

$$Q_{\max} = \frac{56.23}{1.40} = 40.2 \Rightarrow 45.0 \text{ L/s}$$

b) Q_{\max} para el 50 % del fraccionamiento:

$$Q_{\max} = \frac{56.23 \times 0.5}{1.40} = 20.1 \Rightarrow 22.5 \text{ L/s}$$

7.1.3.2 Gasto medio (Q_{med}):

Para obtener el gasto medio (Q_{med}) se usará el Factor Punta (F.P.) de acuerdo a la población por servir.

Factor Punta .- Relación entre el caudal punta y el caudal medio

$$F.P. = \frac{Q_{\max}}{Q_{\text{med}}}$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Por lo que los caudales medios se multiplicarían por estos factores y los caudales punta resultantes se combinarían para obtener los caudales máximos permisibles.

De acuerdo a el Anexo A.54 con una población de 1504 habitantes se obtiene un F.P. de :

$$F.P. = 4.75$$

Esta curva se basa en la población servida y deberá usarse únicamente en aquellos casos en que el agua residual sea total o, predominantemente, de carácter residencial.

a) Q_{med} para el 100 % del fraccionamiento

$$Q_{med} = \frac{Q_{max}}{4.75} = \frac{45 \text{ L/s}}{4.75} = 9.50 \text{ L/s}$$

b) Q_{med} para el 50 % del fraccionamiento

$$Q_{med} = \frac{Q_{max}}{4.75} = \frac{22.5 \text{ L/s}}{4.75} = 4.75 \text{ L/s}$$

7.1.3.3 Gasto de diseño (Q_d)

El gasto de diseño para la Planta de tratamiento es de :

$Q_d = Q_{max}$ para el 50 % del fraccionamiento

$$Q_d = 22.5 \text{ L/s}$$

7.1.4 Caracterización del agua residual.

La caracterización del agua residual utilizada para el diseño de la Planta de tratamiento del Fraccionamiento "San Andrés" se tomó de una caracterización realizada del agua residual que llega a la planta de tratamiento "Las Misiones" ubicada a un lado de la presa Rodrigo Gómez "La Boca". El tipo de agua residual que llega a esta planta es sanitaria doméstica del mismo tipo esperado en el fraccionamiento aludido. Esta planta, "Las Misiones", también está ubicada en el municipio de Santiago y trata el agua de algunas colonias o fraccionamientos de este municipio.

En la tabla de la siguiente página se observan las concentraciones de los contaminantes en los diferentes muestreos realizados. La concentración de contaminantes para el diseño se determinó mediante una media aritmética ya que no se tienen datos de variaciones de flujo, si se contara con dichos datos, entonces se podría obtener una media ponderada.

Media ponderada para carga contaminante.

$$x_w = \frac{\sum_i^n x_i q_i}{\sum_i^n q_i}$$

Donde:

x_w = Concentración media del constituyente proporcional al caudal

n = Número de observaciones

x_i = concentración media del constituyente durante el i - ésimo período del tiempo.

q_i = caudal medio durante el i - ésimo período de tiempo.

Media aritmética para Carga Contaminante

$$x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

x = Media aritmética de la concentración del constituyente

n = Número de observaciones

x_i = Concentración media i - ésimo período de tiempo.

Tabla No. 5.- CARACTERIZACIÓN DEL AGUA RESIDUAL DE: SANTIAGO, N.L.
(Obtenida de La Planta de Tratamiento de Aguas Residuales "LAS MISIONES")

Fecha de muestreo del 10 al 16 de Septiembre de 1990

Parámetro	Identificación de la muestra										PROMEDIO
	A1		B1		C1		B2		C2		
	canal	tubo	canal	tubo	canal	tubo	canal	tubo	canal	tubo	
pH	7.59	7.86	7.96	8.24	7.61	7.95	7.3	7.58	7.76		
Conductividad (micromhos/cm)	800	680	680	680	740	720	670	680	706.25		
Sólidos totales (mg/l)	782.5	617.2	642.0	594.1	656.0	592.0	520.0	574.5	623.54		
Sólidos suspendidos (mg/l)	106.3	26.7	64.0	20.4	70.0	20.0	146.0	32.1	60.69		
S. suspendidos volátiles (mg/l)	93.8	26.7	52.0	20.4	64.0	14.0	62.0	20.8	44.21		
Sólidos sedimentables (mg/l)	3	0.8	0.5	0.5	2.5	0.2	1.7	0.20	1.18		
DBO (mg/l)	150	150	150	120	150	130	210	120	147.50		
DQO (mg/l)	217.3	460.8	153.6	460.8	921.6	652.8	422.4	153.8	430.39		
NTK (mg/l)	5.9	9.5	7.2	11.2	12.4	10.0	10.5	7.0	9.21		
Alcalinidad total (mg/l CaCO ₃)	300	270	190	230	288	230	288	272	258.50		
Dureza Cálcica (mg/l CaCO ₃)	224	230	220	228	176	225	236	236	221.88		
Cloruros (mg/l)	37.5	25	41.2	37.5	72.5	37.5	57.5	37.5	43.28		
Fosfatos (mg/l)	14	6	n.d.	n.d.	23	n.d.	n.d.	14	14.25		
Sulfatos (mg/l)	130	118	108	110	124	124	104	112	116.25		
Nitratos (mg/l)	0.87	0.24	0.26	0.1	0.26	0.08	0.66	2.32	0.60		
Sodio (mg/l)	114	101	108	104	100.5	98.5	96	98.5	102.56		
Potasio (mg/l)	5.85	5.45	4.50	5.65	4.80	5.80	5.75	5.80	5.46		
Magnesio (mg/l)	11.5	10.13	10.25	11.63	9.18	10.63	9.68	10.13	10.39		
Grasas y Aceites (mg/l)	6.0	6.0	2.8	2.8	1.4	1.4	2.8	2.8	3.25		
Calcio (meq/l)	4.47	4.59	4.39	4.55	3.51	4.49	4.71	4.39	4.39		
Sodio (meq/l)	4.96	4.39	4.7	4.52	4.37	4.28	4.18	4.28	4.46		
Magnesio (meq/l)	0.95	0.63	0.84	0.98	0.76	0.87	0.80	0.83	0.83		
RAS	3.01	2.66	2.91	2.72	2.99	2.61	2.52	2.60	2.75		

7.1.5 Normas de Calidad.

Se realizó el diseño de la Planta de Tratamiento de aguas residuales cumpliendo primero en los límites máximos permisibles que señala la norma NOM - 001 - ECOL - 1996 que establece: “Los Límites Máximos Permisibles de Contaminantes en las Descargas de Aguas Residuales en Aguas y Bienes Nacionales”. Los límites más críticos que nos pide esta norma en cuanto a SST y DBO para uso público urbano son de :

$$\text{SST} = 40 \text{ mg/L}$$

$$\text{DBO} = 30 \text{ mg/L}$$

Pero existe otra norma en anteproyecto, que fue la que se tomó en cuenta para llevar a cabo el diseño de la planta de tratamiento, dicha norma es la NOM-ECOL-003/96 que establece “Los límites máximos permisibles para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios públicos”, donde en el punto 5.6 se menciona lo siguiente: “Para el agua residual destinada para el riego de campos de golf, parques panteones o cementerios y parques memoriales, camellones en avenidas y otras áreas verdes en zonas donde el público tenga acceso o exposición, los límites máximos permisibles de contaminantes son : Para la Demanda Bioquímica de Oxígeno y Sólidos Suspendidos Totales el promedio mensual no debe ser mayor de 10 mg/L”.

$$\text{SST} = 10 \text{ mg/L.}$$

$$\text{DBO} = 10 \text{ mg/L.}$$

7.2.- Elementos que integran la Planta de Tratamiento de aguas residuales por diseñar:

Los elementos que forman esta Planta de Tratamiento de aguas residuales son los siguientes:

1. Un Cárcamo de bombeo, en la entrada de la planta (CBE -01)*
 2. Rejillas (RJ - 01)*
 3. Un Desarenador (DES -01)*
 4. Un Clarificador primario (CP - 01)
 5. Un Cárcamo de bombeo a la biotorre (CBT - 01)*
 6. Una Biotorre (BT - 01)
 7. Un Cárcamo de recirculación a la biotorre (CRBT - 01)*
 8. Un Tanque de aireación y contacto de sólidos (TACS - 01)
 9. Un Clarifloculador (CF - 01)
 10. Una Cámara de contacto de cloro (CCC - 01)
 11. Un Espesador de lodos (ESP - 01)
 12. Un Digestor anaeróbico de lodos (DAL - 01)
 13. Lechos de secado (LS -01, 02, 03)
- Un Tanque de aguas tratadas (TAT -01)

* Estos elementos fueron diseñados para trabajar con el flujo esperado, cuando el fraccionamiento se encuentre poblado en un 100 %, que es de $Q_{max} = 45$ L/s.

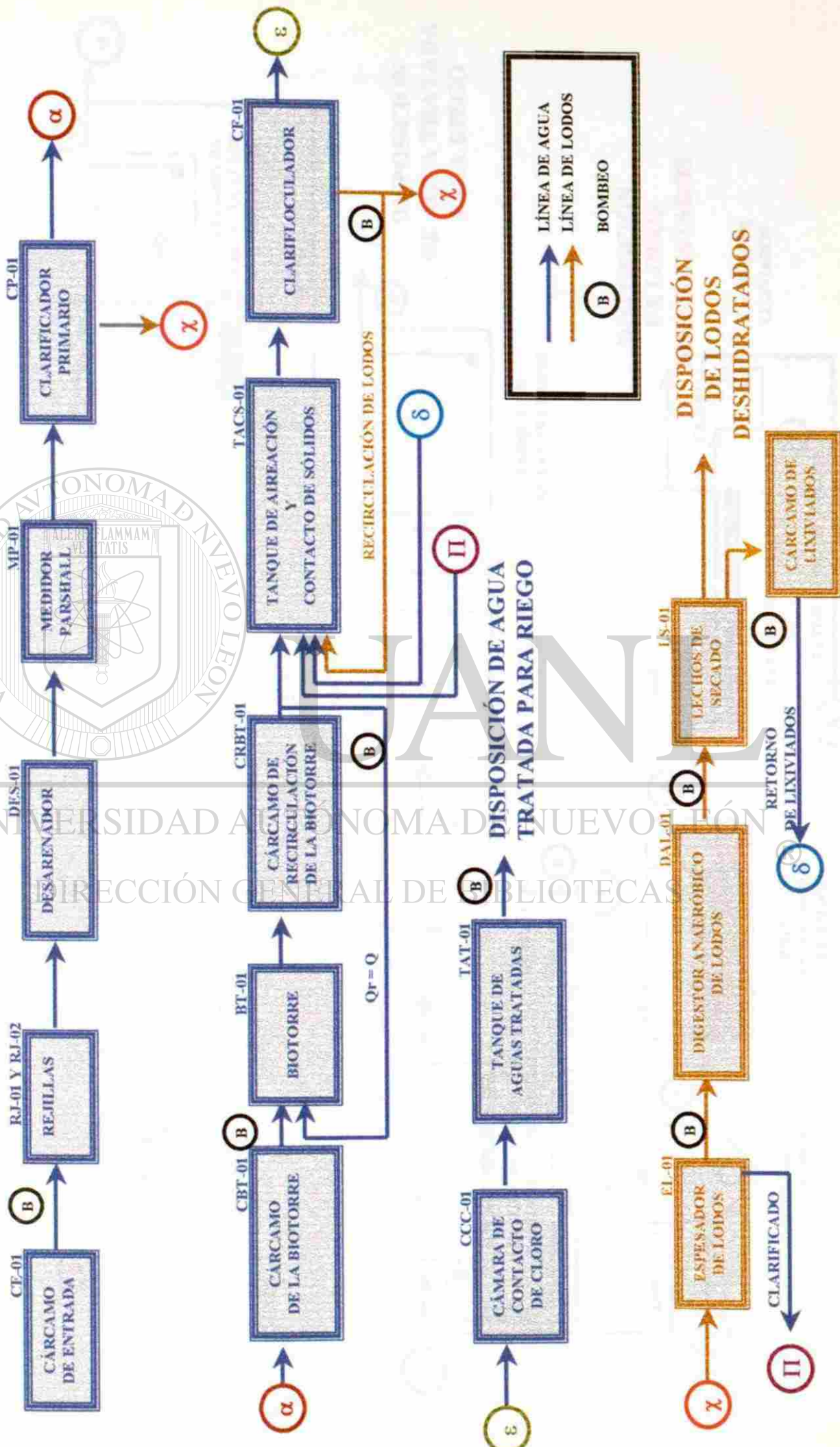
7.3 Diagramas de flujo

En los siguientes puntos se muestran : el diagrama de bloques y el diagrama de proceso, con todos los elementos que conforman esta Planta de Tratamiento de aguas residuales.

7.3.1 Diagrama de bloques

7.3.2 Diagrama de proceso

VII.3.1.- DIAGRAMA DE BLOQUES
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES SANITARIAS
SISTEMA DE FILTRO PERCOLADOR Y CONTACTO DE SÓLIDOS
CAPACIDAD 22.5 L/s



7.4 Diseño de una Planta de tratamiento de aguas residuales

7.4.1 Rejillas de limpieza manual

$$Q_d = 45 \text{ L/s}$$

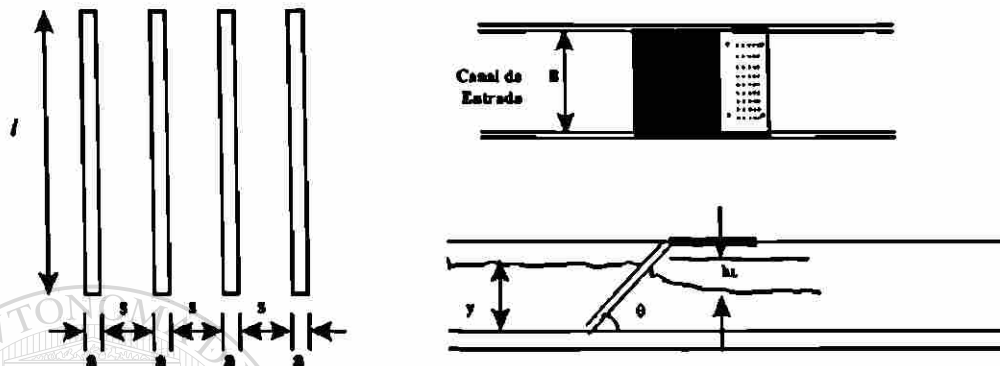


Fig. No. 8.- Rejillas en el Canal de entrada

h_L = pérdida local considerando agua limpia

B (Ancho de canal) = 0.60 m

$$h_L = \beta \left(\frac{w}{b} \right)^{4/3} \times h_v \times \text{Sen } \theta$$

β = Factor que depende de la sección transversal de la rejilla (Anexo A.55)

b = Separación entre barras (s)

w = Anchura de las barras (a) (5 - 15 mm)

h_v = Pérdida de energía cinética = $V^2/2g$

θ = Pendiente o inclinación de 30° a 45°

$h_L \text{ rejilla} = h_L \times 1.50$ (50 % más)

Sección transversal de la rejilla: circular

$$Q = 45 \text{ L/s}$$

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

Canal: De concreto

$$S_o = 3 \text{ miles}$$

$$n = 0.013$$

1.- Cálculo del tirante “y” del Canal de entrada.

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{(0.045)(0.013)}{(0.003)^{1/2}} = 0.011$$

$$\frac{AR^{2/3}}{b^{8/3}} = \frac{0.011}{(0.60)^{8/3}} = 0.043$$

haciendo uso de la gráfica del Anexo A.56

se obtiene : $\frac{y}{b} = 0.17$

$$y = b \times 0.17 = 0.60 \times 0.17$$

$$y = 0.10 \text{ m}$$

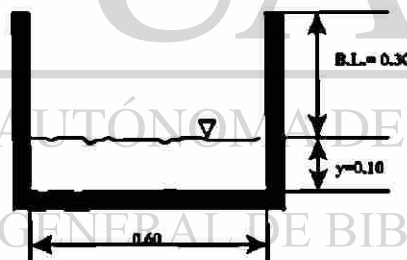


Fig. No. 9.- Sección transversal del Canal de entrada.

2. Cálculo de la velocidad en el Canal de entrada.

$$Q = A \times V \Rightarrow V = \frac{Q}{A} = \frac{0.045 \text{ m}^3 / \text{s}}{(0.10 \times 0.6)} = 0.75 \text{ m/s}$$

3. h_L rejilla

- Seleccionar tipo de barra : circular $\phi = 1/2'' = 1.27 \text{ cm} = 12.7 \text{ mm}$
- $\beta = 1.79$
- Separación entre barras = 4 cm (b)
- Por lo tanto $w = 1.27 \text{ cm}$
- $\theta = 45^\circ$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(0.75)^2}{19.6} = 0.03 \text{ m}$$

$$h_L = \beta \times \left(\frac{w}{b}\right)^{4/3} \times h_v \times \text{Sen } \theta = 1.79 \times \left(\frac{0.0127}{0.04}\right)^{4/3} \times 0.03 \times \text{Sen } 45^\circ$$

$$h_L = 0.010 \text{ m}$$

$$h_L \text{ rejilla} = h_L \times 1.50 = 0.01 \times 1.50$$

$$h_L \text{ rejilla} = 0.015 \text{ m} = 1.5 \text{ cm}$$

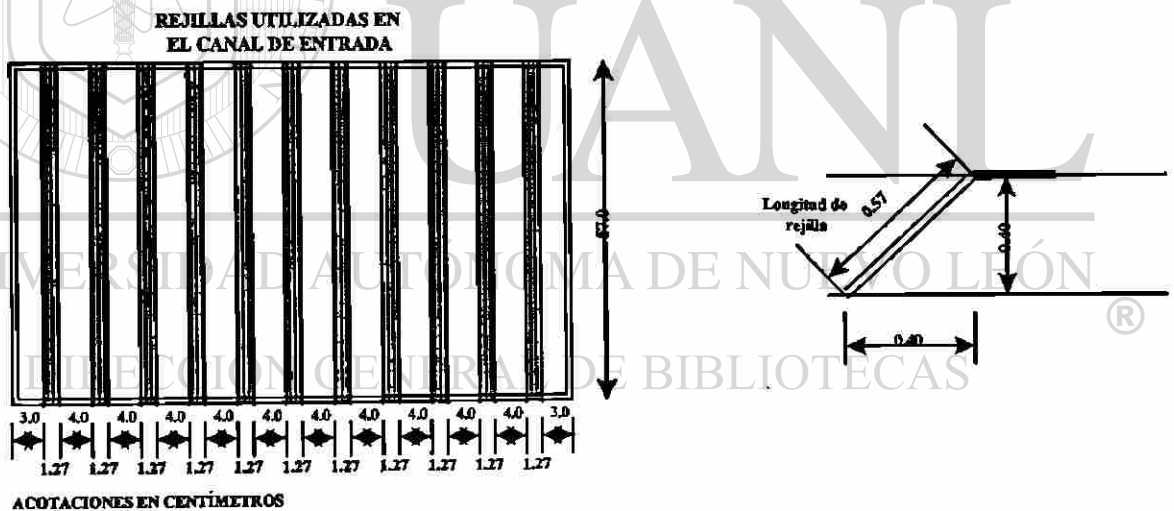


Fig. No. 10.- Barras de la Rejilla (Elevaciones)

Espesores internos = 10 (4 cm. c/u)

barras = 11 (1.27 cm. c/u)

espesores externos = 2 (3 cm. c/u)

$$10 \times 4 + 11 \times 1.27 + 2 \times 3 = 60 \text{ cm}$$

7.4.2 Desarenador (Medidor Parshall)

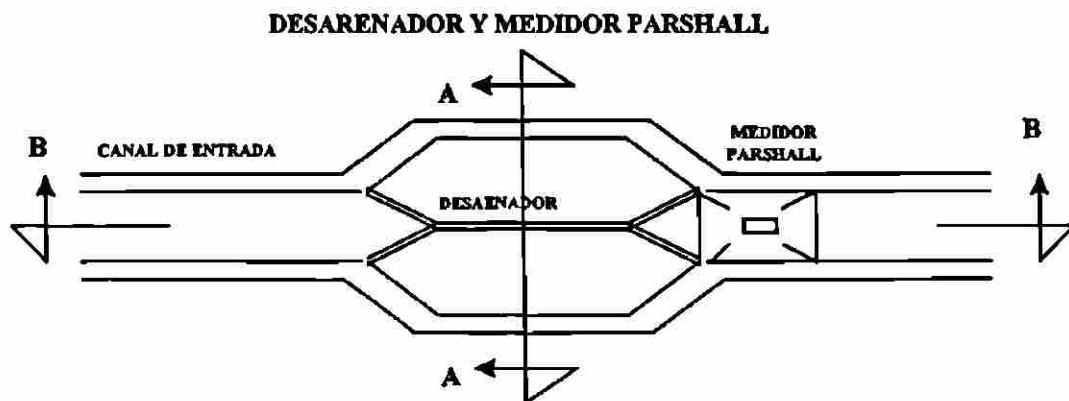


Fig. No. 11.- Planta de Canal Desarenador.



Fig. No. 12.- Sección transversal del Canal Desarenador, Sección A-A de Planta

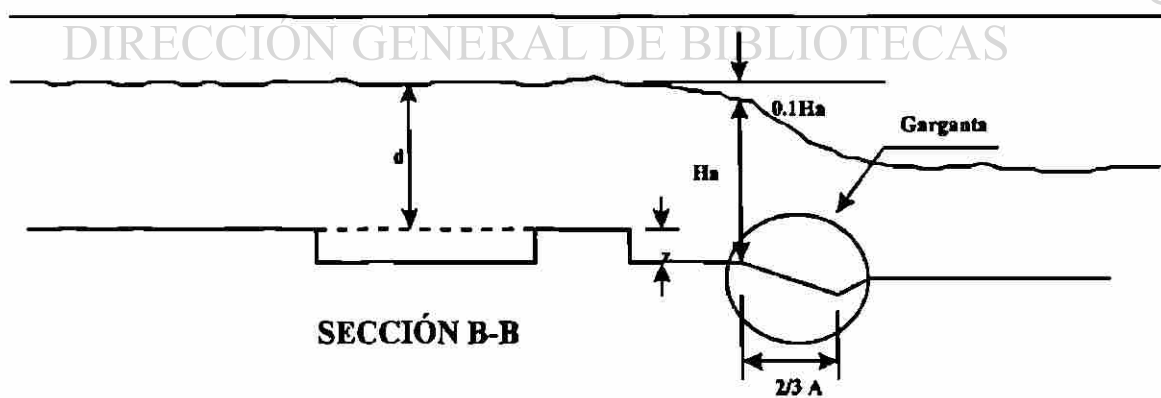


Fig. No. 13.-Sección longitudinal del Desarenador y del Canal Parshall, Sección B-B de Planta

Fórmula para dimensionar el medidor Parshall

$$Q_{\max} = 45.0 \text{ L/s} = 1.60 \text{ ft}^3/\text{s}$$

$$Q_{\min} = 5.0 \text{ L/s} = 0.18 \text{ ft}^3/\text{s}$$

Del Anexo A.57 (para vertedores Parshall) se obtiene la siguiente fórmula:

$$Q = 2.06 (Ha)^{1.58}$$

Esta fórmula es para :

$$1.40 \text{ L/s} < Q < 82 \text{ L/s}$$

De donde obtenemos: $w = 6''$

Ha = Tirante de la canaleta Parshall a $2/3$ de A

Abatimiento = $0.1 Ha$

Velocidad de Flujo Horizontal (V_{fh}) = 0.3 m/s

Tiempo de retención hidráulico (θ_h) = 60 s

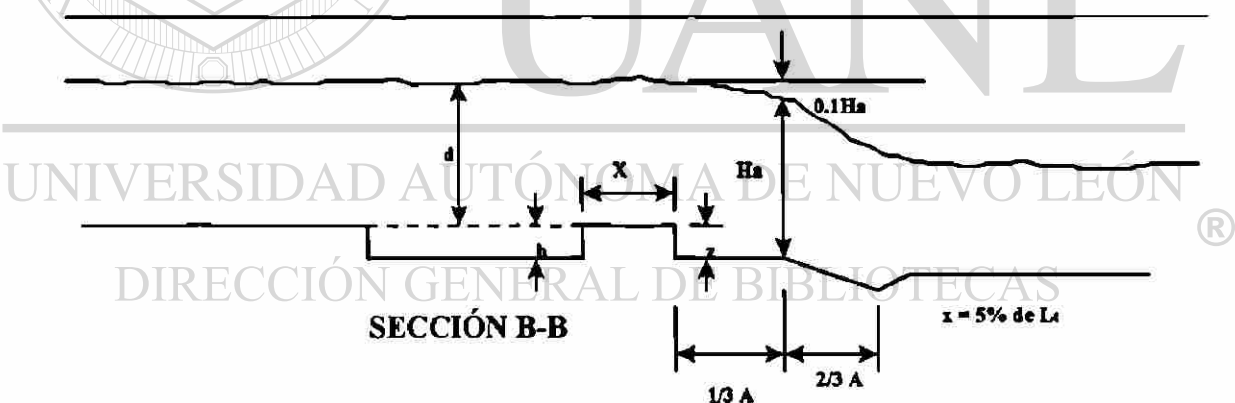


Fig. No. 14.- Sección longitudinal del Desarenador y del Canal Parshall con las variables por calcular

$$x = 5 \% \text{ de } L_t$$

$$d_{\max} \rightarrow Q_{\max}$$

$$d_{\min} \rightarrow Q_{\min}$$

$$d = 1.10 Ha - z$$

1.- Cálculo de altura "z" del Canal Desarenador.

$$Ha = \frac{d + z}{1.10}$$

$$\frac{Q_{max}}{Q_{min}} = \frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{1.1 Ha_{max} - z}{1.1 Ha_{min} - z}$$

de :

$$Q = 2.06(Ha)^{1.58}$$

$$Ha_{max} = \left[\frac{Q}{2.06} \right]^{1/1.58} = \left[\frac{1.60}{2.06} \right]^{1/1.58} = 0.85 \text{ ft} = 0.26 \text{ m}$$

$$Ha_{min} = \left[\frac{0.18}{2.06} \right]^{1/1.58} = 0.21 \text{ ft} = 0.07 \text{ m}$$

$$\frac{Q_{max}}{Q_{min}} = \frac{1.1 \times 0.85 - z}{1.1 \times 0.21 - z} = \frac{0.94 - z}{0.23 - z}$$

$$1.60 \times (0.23 - z) = 0.18 (0.94 - z)$$

$$0.61 - 1.60z = 0.17 - 0.18z$$

$$0.62 = 1.42z$$

$$h = z = 0.14 \text{ ft} = 4 \text{ cm} \Rightarrow 5 \text{ cm.}$$

- Si z es menor de 5 cm. dejar h = 5 cm
- Si z es mayor de 5 cm h = z

2.- Cálculo de altura máxima (d_{max}) y altura mínima (d_{min}) de nivel de agua en Canal Desarenador

$$d_{max} = 1.1 \times 0.85 - 0.14 = 0.80 \text{ ft} = 0.25 \text{ m}$$

$$d_{min} = 1.1 \times 0.21 - 0.14 = 0.09 \text{ ft} = 0.03 \text{ m}$$

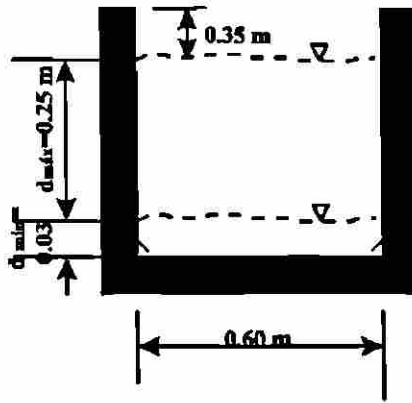


Fig. No. 15.- Sección transversal del Canal Desarenador con los niveles mínimo y máximo de agua.

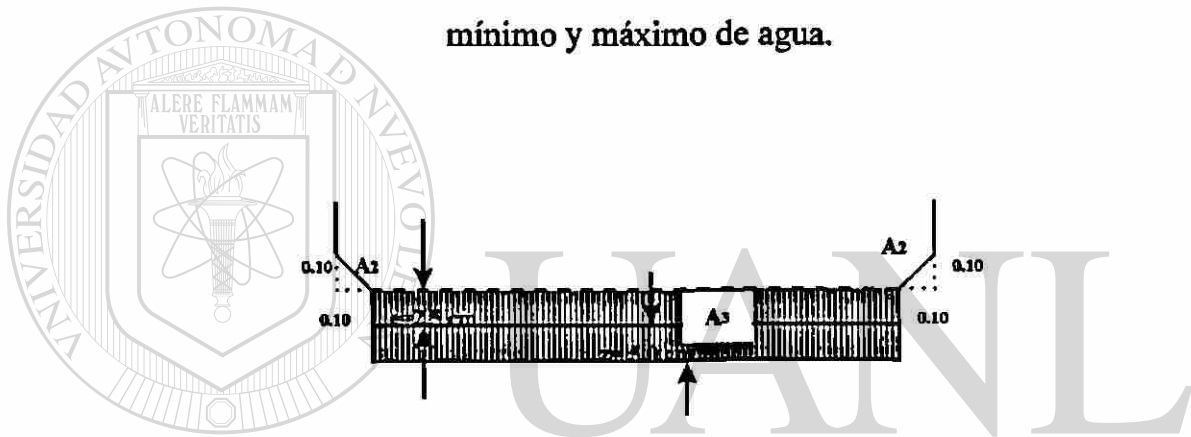


Fig. No. 16.- Parte inferior del Canal Desarenador.

$$A_1 = 0.10 \left(\frac{0.10}{2} \right) = 0.005 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.005 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 2 \times 0.005 \text{ m}^2 = 0.01 \text{ m}^2$$

A_3 = para compensar el área que quitamos de A_1 y A_2 .

3.- Calculo del Ancho del Canal Desarenador:

$$Q = V \times A$$

Datos:

$$V = 0.3 \text{ m/s}$$

$$Q = 45 \text{ L/s} = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.045 \text{ m}^3 / \text{s}}{0.30 \text{ m/s}} = 0.15 \text{ m}^2$$

$$A = 0.25 \times B$$

$$B = \frac{0.15}{0.25} = 0.60 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

4.- Cálculo de altura "e" y "m" en fondo de Canal Desarenador.

$$A_3 = (B - 2 \times \text{Longitud del chaflán}) \times e$$

$$e = 0.6 \text{ cm} = 0.006 \text{ m}$$

$$0.01 = (0.6 - 2 \times 0.10)e$$

$$0.40e = 0.01 \text{ m}^2$$

$$e = 0.025 \text{ m} = 2.5 \text{ cm}$$

$$m = 2.5 + 5.0 \text{ cm de } z \text{ (para arenas)} = 7.5 \text{ cm}$$

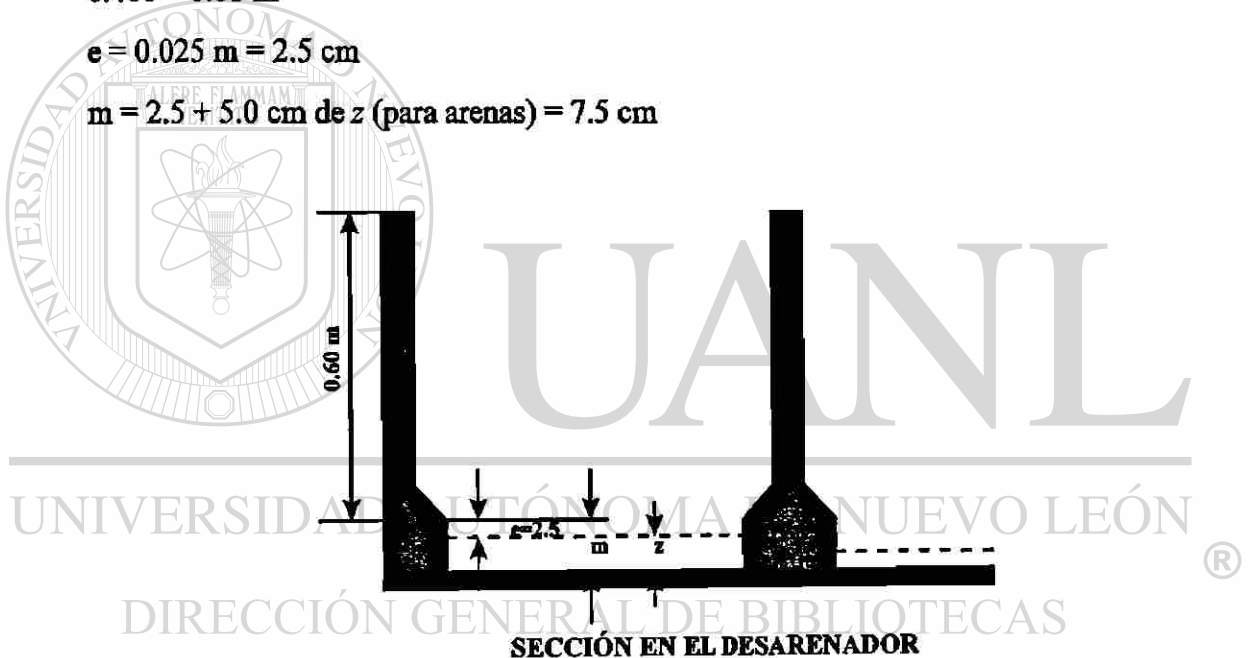


Fig. No. 17.- Sección transversal de ambos Canales Desarenadores

5.- Longitud efectiva (L_t) y largo de escalón del Canal Desarenador (x)

$$L = V \times \theta_t$$

$$L_t = L \times 1.10$$

$$L_t = 0.3 \text{ m/s} \times 45 \text{ s} = 13.5 \text{ m} \times 1.10 = 14.85$$

$$x = L_t \times 0.05$$

$$x = 14.85 \times 0.05 = 0.74 \text{ m} = 74 \text{ cm} = 75 \text{ cm} = 0.75 \text{ m}$$

6.- Pendiente (S)

$$S = \left[\frac{n}{VR^{2/3}} \right]^2 = \frac{n^2}{V^2 \times R^{4/3}}$$

$$R = \frac{(0.20 \times 0.75)}{(0.75 + 0.2 \times 2)} = \frac{0.15}{1.15} = 0.13$$

$$S = \frac{(0.013)^2}{(0.3)^2 \times (0.13)^{4/3}} = 0.028 = 28 \text{ miles}$$

7.- Sumergencia

$$S = 60 \% \text{ para } w < 9''$$

$$\frac{H_a}{H_b} = 0.60$$

$$H_b = \frac{H_a}{0.60}$$

$$H_{b_{min}} = \frac{H_{a_{min}}}{0.60} = \frac{0.11}{0.60} = 0.18 \text{ m}$$

$$H_{b_{max}} = \frac{H_{a_{max}}}{0.60} = \frac{0.26}{0.60} = 0.43 \text{ m}$$

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

7.4.3 Medidor Parshall

Para $w = 6''$ (Garganta) tenemos las siguientes medidas y dimensiones:

Anexo A.58 y A.59

A = 62.1 cm

B = 61.0 cm

C = 39.4 cm

D = 40.3 cm

E = 45.7 cm

$F = 30.5 \text{ cm}$

$G = 61.0 \text{ cm}$

$K = 7.6 \text{ cm}$

$N = 11.4 \text{ cm}$

Medidor Parshall

$Q_{\max} = 45 \text{ L/s}$

$Q_{\min} = 5 \text{ L/s}$

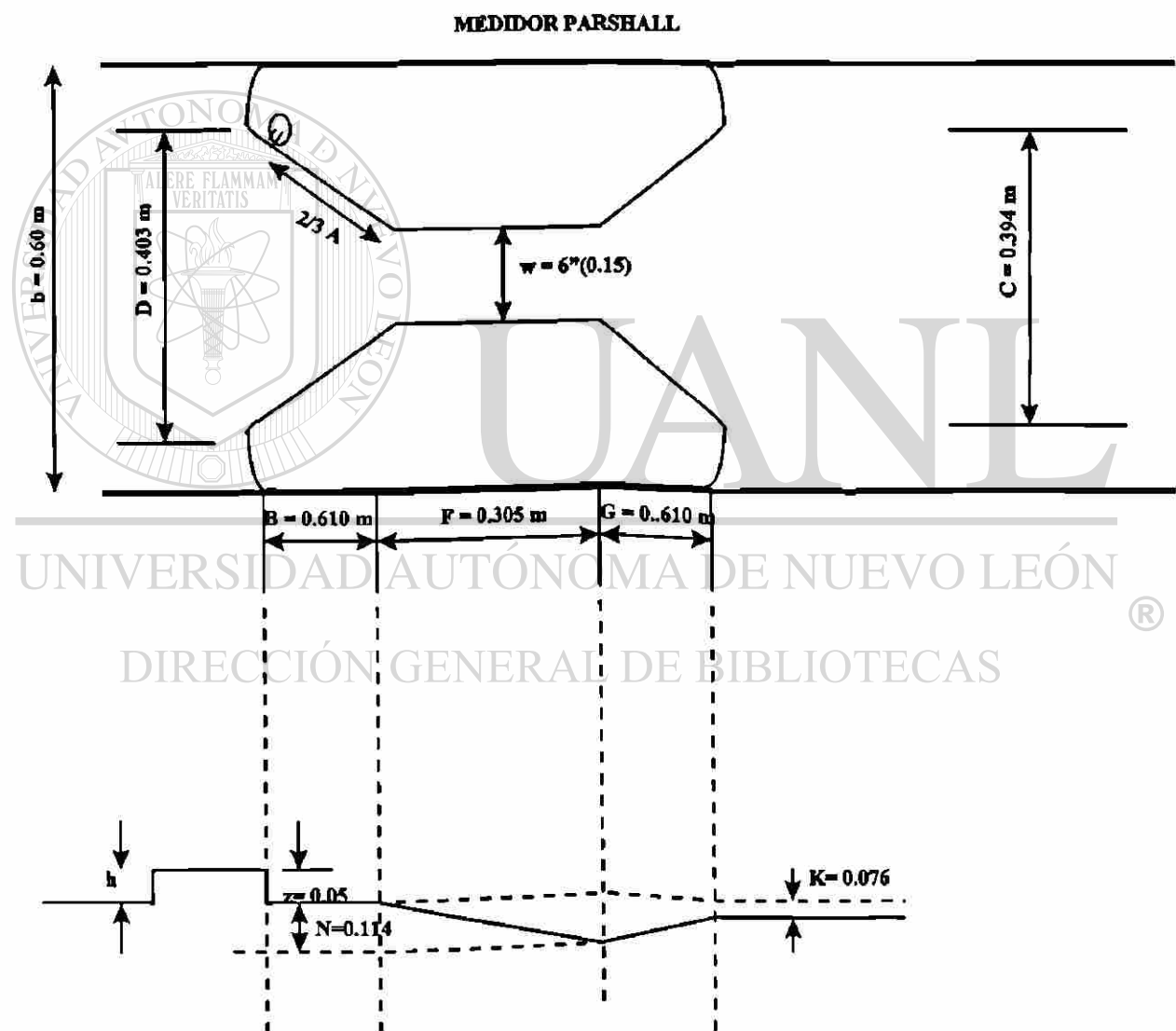


Fig. No. 18.- Planta y Elevación del Medidor Parshall, dimensionadas.

7.4.4 Clarificador Primario

Sólidos sedimentables = 1.18 mL/L (de caracterización Tabla No. 5)

$$Q_{\max} = 22.5 \text{ L/s} = 1944 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\text{medio}} = 11.25 \text{ L/s} = 972 \text{ m}^3/\text{d}$$

Eficiencia de remoción SST = 50 % (50 - 70 %)

Eficiencia en remoción DBO_T = 25 % (25 - 40 %)

SST influente = 60.69 mg/L

DBO influente = 147.50 mg/L

SST efluente = 60.69 x 0.5 = 30.35 mg/L

DBO efluente = (147.5 - 0.25 x 147.5) = 110.63 mg/L

- Área requerida superficial (A_s)

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

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

para Q promedio : $CHS = 32 \text{ a } 48 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d} \Rightarrow CHS = 48 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$

para Q máximo : $CHS = 80 \text{ a } 120 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d} \Rightarrow CHS = 100 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$

- Para $Q_{\text{medio}} = \frac{972 \text{ m}^3 / \text{d}}{48 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{d}} = 20.25 \text{ m}^2 \Rightarrow$ Colocaremos el de mayor área, así

se cumple también con el de 19.44 m²

- Para $Q_{\max} = \frac{1944 \text{ m}^3 / \text{d}}{100 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{d}} = 19.44 \text{ m}^2$

Para los $48 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ (que corresponde al de mayor área) ó 2 m/h corresponde una remoción del 50 % de SST según Anexo A.6, si se hubieran escogido los 1944 m^2 la CHS sería de $100 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ que corresponde a 4.1 m/h y se tendría una remoción de 35 % de SST, según Anexo A.6.

Relación recomendada $\frac{a}{b} = \frac{3-5}{1} \Rightarrow 4 : 1 \text{ a : b}$

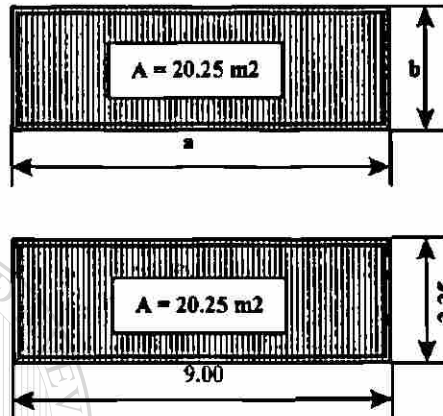


Fig. No. 19.- Área y dimensiones del Clarificador Primario.

$$a = 4b$$

$$4b \times b = 20.25 \text{ m}^2$$

$$4b^2 = 20.25 \text{ m}^2$$

$$b = 2.25 \text{ m}$$

$$a = 2.25 \text{ m} \times 4$$

$$a = 9.0 \text{ m}$$

$$A = 2.25 \text{ m} \times 9.0 \text{ m}$$

$$A = 20.25 \text{ m}^2$$

$$CHS = \frac{972 \text{ m}^3 / \text{d}}{20.25 \text{ m}^2} = 48 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{d} \quad \checkmark 32 - 48 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

Profundidad propuesta = 3.00 m

$$\text{Volumen de tanque} = 3.00 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} \times 9.0 \text{ m} = 60.75 \text{ m}^3$$

$$\text{Tiempo de retención hidráulica} = \frac{\text{Vol (m}^3\text{)}}{\text{Caudal (m}^3/\text{h)}} = 60.75 \text{ m}^3 \left[\frac{1 \text{ dia}}{972 \text{ m}^3} \right] \left[\frac{24 \text{ h}}{1 \text{ dia}} \right] = 1.5 \text{ h}$$

Según Anexo A.60 $\theta = 1.5 - 2.5 \text{ h} \checkmark$

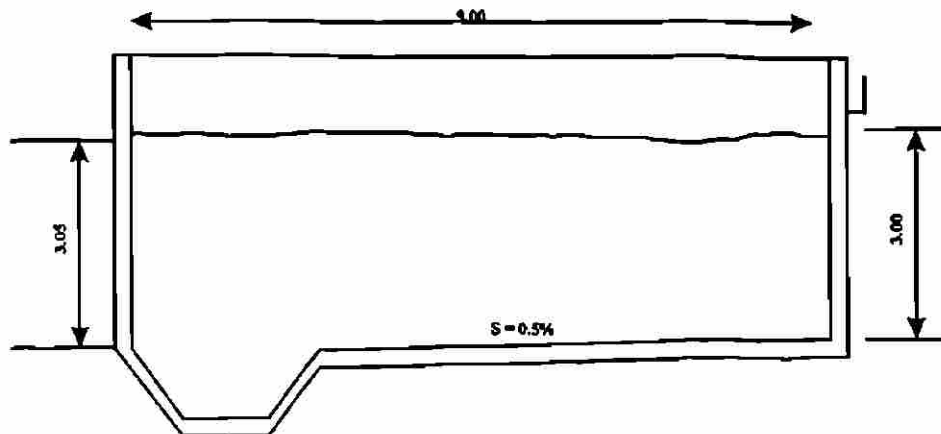


Fig. No. 20.- Sección longitudinal del Clarificador Primario con las dimensiones de largo, altura hidráulica y pendiente de fondo

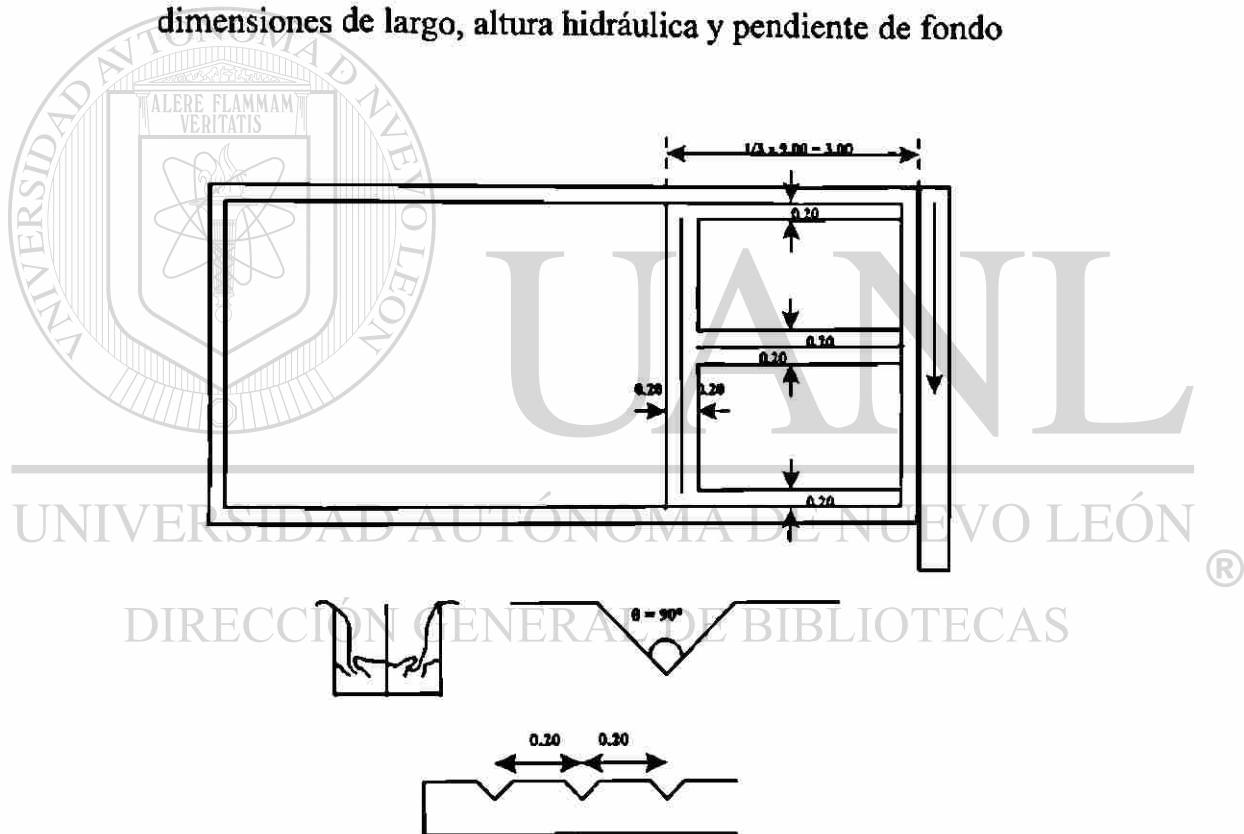


Fig. No. 21.- Planta de canaleta y tipo de vertedores.

- Recomendaciones de vertedor

Longitud de vertedor \Rightarrow Tomamos $CHV = 1.65 \text{ L/s/mL}$ (recomendaciones) Anexo A.61

$$\text{Longitud vertedor} = \frac{22.5 \text{ L/s}}{1.65 \text{ L/s/mL}} = 13.64 \text{ mL}$$

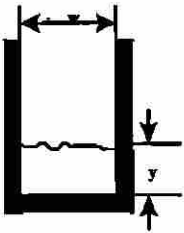


Fig. No. 22.- Canaleta

$$Q = 1376 wy^{3/2}$$

$$Q = L/s$$

$$w = m$$

$$y = m$$

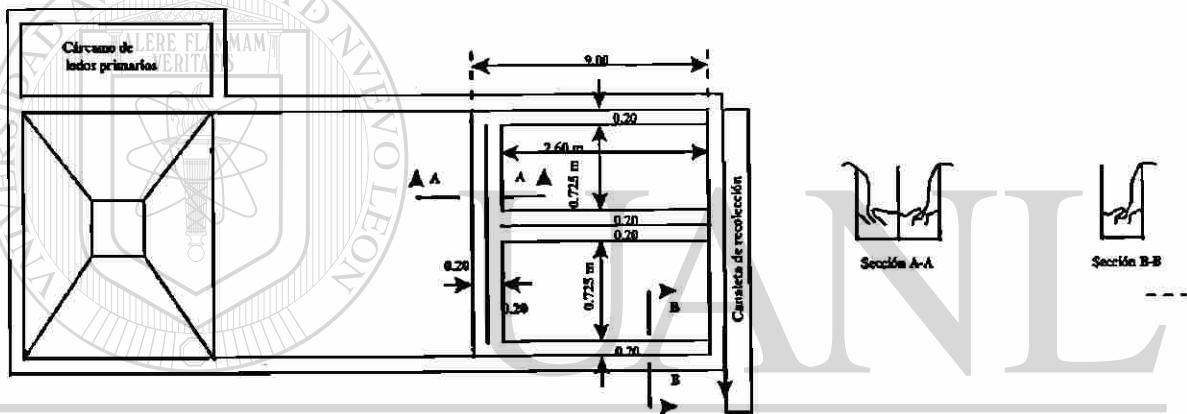


Fig. No. 23.- Longitud de la canaleta y de los vertedores

$$\text{Longitud de los vertedores} = 2.25 \text{ m} + 0.725 \text{ m} \times 2 + 2.60 \text{ m} \times 4 = 14.1 \text{ m} > 13.64 \checkmark \checkmark$$

$$\text{metros de canaleta de recorrido} = 2.60 \text{ m} \times 2 = 5.20 \text{ m}$$

$$Q = 5.20 \text{ m} \times 1.65 \text{ L/s/m} = 8.6 \text{ L/s}$$

$$\text{Se propone} \Rightarrow w = 0.20 \text{ m}$$

$$y = \left[\frac{Q}{1376 w} \right]^{2/3} = \left[\frac{8.6 \text{ L/s}}{1376 \times 0.20} \right]^{2/3} = 0.099 \text{ m} = 0.10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

Son 5 vert./m lineal

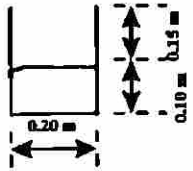


Fig. No. 24.- Dimensiones de la canaleta del Clarificador Primario

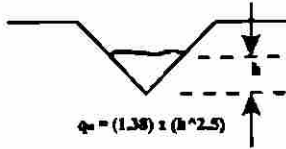


Fig. No. 25.- Vertedor triangular.

$$q_u = 1.38 h^{2.5}$$

$$h = \left[\frac{q_u}{1.38} \right]^{1/2.5}$$

$$q = \frac{22.5 \text{ L/s}}{14.1 \text{ m}} = 1.60 \text{ L/s/mL} = 0.0016 \text{ m}^3/\text{s/mL}$$

$$q_u = \frac{0.0016 \text{ m}^3/\text{s/mL}}{5 \text{ vert./mL}} = 0.00032 \text{ m}^3/\text{s/vert.}$$

$$h = \left[\frac{0.00032}{1.38} \right]^{1/2.5} = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

• Tolvas y cantidad de lodos

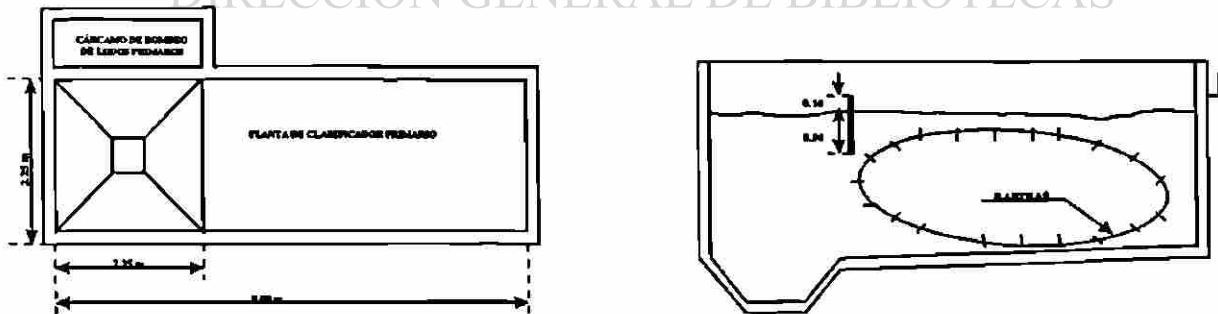


Fig. No. 26.- Planta y Sección del Clarificador Primario

Para anchos mayores de 3.0 m se recomiendan 3 tolvas. En nuestro caso solo hay uno.

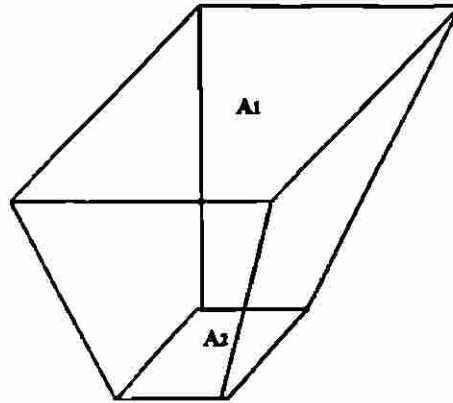


Fig. No. 28.- Área superior e inferior de la tolva.

$$A_1 = 2.25 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} = 5.06 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.0 \text{ m}^2$$

$$Vol. = \frac{1}{3} h (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 A_2}) = \frac{1}{3} \times 0.95 \text{ m} \times (5.06 \text{ m}^2 + 1.0 \text{ m}^2 + \sqrt{5.06 \text{ m}^2 \times 1.0 \text{ m}^2}) = 2.63 \text{ m}^3$$

Volumen de lodos por hora:

$$Vol. \text{ lodos} / h = \frac{2.29 \text{ m}^3 / d}{24 \text{ h} / d} = 0.095 \text{ m}^3 / h$$

$$La \text{ tolva se llena en} = \frac{2.63 \text{ m}^3}{0.095 \text{ m}^3 / h} = 27.7 \text{ h}$$

Tiempo de bombeo de 10 a 15 minutos:

Si se extrae el lodo de la tolva en 10 minutos ¿Cuál será el gasto de lodo a bombear?

$$Q \text{ lodos} = \frac{2.63 \text{ m}^3}{10 \text{ min.}} = 0.263 \text{ m}^3 / \text{min.}$$

$$0.263 \frac{\text{m}^3}{\text{min.}} \left(\frac{1000 \text{ L}}{1 \text{ m}^3} \right) \left(\frac{1 \text{ min.}}{60 \text{ s}} \right) = 4.38 \text{ L/s}$$

Velocidad media de succión \Rightarrow se recomiendan 0.5 - 1.2 m/s

Suponiendo $V_m = 0.6 \text{ m/s}$

$$\text{Área en tubo de succión} = \frac{4.38 \text{ L/s} / 1000 \text{ L/m}^3}{0.60 \text{ m/s}} = 0.007 \text{ m}^2$$

$$\varnothing = \text{succión} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 0.007}{\pi}} = 0.09 \text{ m} = 3 \text{ 1/2"}''$$

Recomendaciones $\Rightarrow \varnothing$ mínimo para succión de lodos = 6"

- Canal clarificador primario

$$Q = 45 \text{ L/s (para recibir efluente de Clarificador Primario futuro)} = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 0.6 \text{ m/s}$$

$$n = 0.013$$

$$S = 1.0 \% = 0.01 = 10 \text{ miles}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2} b^{8/3}} = \frac{0.045 \times 0.013}{(0.010)^{1/2} (0.30)^{8/3}} = 0.145$$

Del Anexo A.56 se obtiene :

$$\frac{y}{b} = 0.50$$

$$y = 0.50 \times b = 0.50 \times 0.30 = 0.15 \text{ m}$$

$$2.25 + 0.20 + 1.20 = 3.65$$

$$\text{Desnivel} = \frac{3.65 \times 1}{100} = 0.04$$

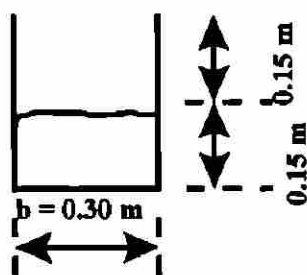


Fig. No. 29.- Sección transversal del canal efluente del Clarificador Primario

7.4.5 Biotorre o Filtro Percolador con medio plástico

Diseño de la Biotorre según la fórmula modificada de Velz

A. Bases de diseño del sistema

1. Q_d (Q de diseño promedio máx) = 22.5 L/s = 1944 m³/d
2. SST en el influente de la Biotorre = 30.5 mg/L
3. DBO en el influente de la Biotorre = 147.50 x (1 - 0.25) = 110.63 mg/L ⇒ efluente de clarificador primario.
4. DBO_s (soluble) en el influente (mg/L) = 110.63 x 0.6 = 66.4 mg/L.

La DBO_s se ha considerado de 60 % DBO_T, debido a diversas caracterizaciones hechas en plantas de tratamiento, donde se utilizan Filtros Percoladores con medio plástico.

5. Tipo de flujo:

El medio CF (Cross flow) tiene una remoción de DBO mayor que en el medio VF (Vertical Flow). El promedio de remoción de la DBO soluble en los siguientes medios es:

$$CF\ 60^\circ = 73\ \%$$

$$CF\ 45^\circ = 69\ \%$$

$$VF = 67\ \%$$

Tipo de flujo escogido CF 45°.

6. Carga total al sistema, (Kg. DBO/día)

$$110 \frac{mg}{L} \times 22.5 \frac{L}{s} \times 86400 \frac{s}{d} \times \frac{1g}{1000 mg} \times \frac{1 Kg}{1000 g} = 215.06 Kg\ DBO/d$$

7. Carga total al sistema (Kg. DBO_s/día)

$$66.4 \frac{mg}{L} \times 22.5 \frac{L}{s} \times 86400 \frac{s}{d} \times \frac{1g}{1000 mg} \times \frac{1 Kg}{1000 g} = 129.08 Kg\ DBO_s/d$$

8. DBO requerida en el efluente de la planta (mg/L) = 10 mg/L

$$9. \text{Eficiencia en remoción requerida en la planta (\%)} = \frac{147.5 - 10}{147.5} = 93.2\ \%$$

Nota.- El rendimiento global en la eliminación de la DBO en los procesos TF/SC se determina calculando la eliminación de la DBO soluble que se produce en el filtro percolador y en el tanque de aireación de contacto.

10. DBO soluble eliminada ($DBO_{sinf} - DBO_{sef}$) Kg./día

$$= \frac{22.5 \text{ L/s} \times 86.4 \times (66.4 - 8)}{1000} = 11353 \text{ Kg DBOs / d}$$

11. DBO total eliminada ($DBO_{inf} - DBO_{ef}$), Kg./día

$$= (215.06 \text{ Kg. DBO/d} - 19.44 \text{ Kg. DBO/d}) = 195.62 \text{ Kg. DBO /d}$$

$$10 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times 1000 \frac{\text{L}}{\text{m}^3} \times \frac{1 \text{ g}}{1000 \text{ mg}} \times \frac{1 \text{ Kg}}{1000 \text{ g}} = 0.01 \text{ Kg / m}^3$$

$$\text{Carga } DBO_{ef} = 0.01 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \times 1944 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} = 19.44 \text{ Kg / d}$$

12. SST en el efluente del sistema (efluente clarificador secundario o clarificador)

$$= 10 \text{ mg/L}$$

B. Criterios de diseño de la Biotorre

2. Eficiencia mínima en remoción DBO_s (%) = 69 %

3. DBO total máxima en el efluente de la biotorre = $66.4 \times (1 - 0.69) = 20.6 \text{ mg/L}$

4. Eficiencia mínima en remoción de DBO (%) 69 % (de acuerdo a la nota anterior expuesta)

5. DBO_s máximo en el efluente de la biotorre = $110.63 \text{ mg/L} \times (1 - 0.69) = 34.3 \text{ mg/L}$

6. DBO suspendida máxima en el efluente, $\text{mg/L} = 110.63 - 66.4 = 44.23 \text{ mg/L}$

7. Temperatura $^{\circ}\text{C} = 20$

8. $K (\text{L/m}^2 \text{ s})^n = 1.98 \times 10^{-3} \Rightarrow$ Dentro del rango para CF mostrado en el Anexo A.32

9. Factor de carga hidráulica $n = 0.5$

10. Y (Kg. microorganismos/ Kg. substrato) = 0.62 Razón (promedio para CF 45°)

11. Factor de corrección por temperatura $\theta = 1.035$

12. Carga volumétrica máxima aplicable, Kg. DBO/d - m³ de bioempaque: 2 Kg. DBO/m³ -d.

13. Carga hidráulica mínima permisible, Chbt (min):

$$350 \frac{\text{gal}}{\text{d ft}^2} \quad (\text{criterios de diseño, Tricking Filter, Plastic Media, Anexo A.62})$$

$$350 \frac{\text{gal}}{\text{d ft}^2} \times \left(\frac{3.785 \text{ L}}{1 \text{ gal}} \right) \left(\frac{1 \text{ d}}{86400 \text{ s}} \right) \left(\frac{1 \text{ ft}}{0.3048 \text{ m}} \right)^2 = 0.17 \frac{\text{L}}{\text{m}^2 \text{ s}}$$

14. Carga hidráulica máxima, Chbt (máx.)

$$2050 \frac{\text{gal}}{\text{d ft}^2} \quad (\text{criterios de diseño, Tricking Filter, Plastic Media, Anexo A.62})$$

$$2050 \frac{\text{gal}}{\text{d ft}^2} \times \left(\frac{3.785 \text{ L}}{1 \text{ gal}} \right) \left(\frac{1 \text{ d}}{86400 \text{ s}} \right) \left(\frac{1 \text{ ft}}{0.3048 \text{ m}} \right)^2 = 0.97 \frac{\text{L}}{\text{m}^2 \text{ s}}$$

15. Concentración de los SST decantados = 65 %

16. Área superficial (A_s) del medio de empaque de la biorreactor = opciones : 98 m²/m³
140m²/m³ ✓✓

17. Razón de recirculación = 1.0

18. A_s del medio empaque de la biorreactor (m²/m³) = 140 m²/m³

calculando V obtenido con :

$$A_s = \frac{Q^r \times \ln \left(\frac{S_o}{S_e} \right)}{K \times D \times \theta^{T-20}}$$

Donde:

S_o = DBO mg/L, influente

S_e = DBO mg/L, efluente

K = Coeficiente cinético

D = Profundidad en m.

θ = Factor de corrección

T = Temperatura

Q = Carga hidráulica \Rightarrow (entre 0.17 y 0.97 L/m² s)

n = Coeficiente hidráulico.

C. DISEÑO DE LA BIOTORRE

I. Dimensionamiento por carga hidráulica y orgánica

1) Carga orgánica en Kg. DBO/m³ - d = 1.80 Kg. DBO/m³ - d

- Volumen de empaque requerido por carga orgánica, en m³

$$DBO_{inf.} \text{ (inc. recirculación)} = \frac{110.63 + 34.3}{2} = \frac{72.46 \text{ mg/L}}{1000} = 0.0725 \text{ Kg/m}^3$$

$$Q = 22.5 \text{ L/s} \times (1 + Rd) = 22.5 \times (1 + 1) = 45 \text{ L/s} = 3888 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$DBO/\text{día}_{inf} = 0.0725 \text{ Kg./m}^3 \times 3888 \text{ m}^3/\text{d} = 281.88 \text{ Kg./d}$$

$$Vol. = \frac{DBO/\text{día}}{\text{carga org.}} = \frac{281.88 \text{ Kg/d}}{1.80 \text{ Kg/m}^3 - \text{d}} = 156.60 \text{ m}^3$$

2) Área requerida de la biotorre para carga superficial.

- Carga hidráulica aplicada mínima = 0.17 L/s-m²
Carga hidráulica aplicada máxima = 0.97 L/s-m²

- Área para carga hidráulica mínima (Área seccional) =

$$A = \frac{Q}{CH_{min}} \Rightarrow Q = 22.5 \text{ L/s} \times (1 + Rd) = 22.5 \times (1 + 1) = 45 \text{ L/s}$$

$$A = \frac{45 \text{ L/s}}{0.17 \text{ L/m}^2 - \text{s}} = 264.7 \text{ m}^2$$

- Área para carga hidráulica máxima (Área seccional) =

$$A = \frac{Q}{CH_{max}}$$

$$A = \frac{45 \text{ L/s}}{0.97 \text{ L/m}^2 - \text{s}} = 46.4 \text{ m}^2$$

3) Profundidades necesarias de la bitorre en m.

- Para CH_{\min} .

$$Pr of. = \frac{Vol. de medio de empaque}{A} = \frac{156.60 m^3}{264.7 m^2} = 0.59 m$$

- Para CH_{\max} .

$$Pr of. = \frac{156.60 m^3}{46.4 m^2} = 3.37 m$$

- Profundidad de empaque de Biotorre por carga orgánica = 3.35 m (11 ft)

(Profundidades adecuadas de Biotorre = 8' < H < 12')

Razón de Recirculación = 1.00

D. DISEÑO, REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE LA BIOTORRE

1. Bases de diseño

a) $Q_d = (Q \text{ prom. máx}) = 22.5 \text{ L/s}$

b) $DBO_{\text{inf máx.}} = 110.63 \text{ mg/L}$

c) $DBO_{\text{Si máx}} = 66.4 \text{ mg/L}$

d) $DBO_{\text{Se máx}} = 20.6 \text{ mg/L}$

e) Temperatura = 20 °C

2. Criterios de Diseño

a) $K (\text{L/m}^2 \cdot \text{s}) = 1.98 \times 10^{-3}$

b) $Y (\text{Kg. microorganismos/ Kg. substrato}) = 0.62$

c) $\theta = 1.035$

d) Altura del bioempaque de la Biotorre = 3.35 m (11 ft)

e) Factor de carga hidráulica $n = 0.5$

f) Recirculación, $R_d = 1.0$

g) $A_s (\text{m}^2/\text{m}^3) = 140 \text{ m}^2/\text{m}^3$

$$A_s = \frac{Q^n \times \ln\left(\frac{S_o}{S_e}\right)}{K \times D \times \theta^{T-20}} \rightarrow Q = \left[\frac{A_s \times K \times D \times \theta^{T-20}}{\ln\left(\frac{S_o}{S_e}\right)} \right]^{1/n}$$

$$Q = \left[\frac{1.98 \times 10^{-3} \times 3.35 \text{ m} \times 140 \text{ m}^2 / \text{m}^3 \times 1.035^{(20-20)}}{\ln(66.4/20.6)} \right]^{1/0.5}$$

$$Q = 0.63 \text{ L/m}^2 \cdot \text{s}$$

3. Cálculos de carga hidráulica, volumen del bioempaque y área requerida para la eficiencia de diseño.

a) DBO_s a la bitorre incluyendo la recirculación = $\frac{66.4 + 20.6}{2} = 43.5 \text{ mg / L}$

b) Flujo influente a la bitorre incluyendo la recirculación
= $22.5 \times (1 + Rd) = 22.5 (1+1) = 45.0 \text{ L/s}$

c) Carga hidráulica aplicable a la bitorre, Chbt (L/m²-s) = $0.63 \text{ L/m}^2 \cdot \text{s}$

d) Carga hidráulica aplicable a la bitorre, Chbt (m/h) =

$$0.63 \frac{\text{L}}{\text{m}^2 \cdot \text{s}} \times \left(\frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} \right) \left(\frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}} \right) = 2.27 \text{ m / h}$$

e) Área requerida seccional de la bitorre:

$$A = \frac{\text{Flujo influente}}{\text{carga hidraulica}} = \frac{45 \text{ L / s}}{0.63 \text{ L / m}^2 \cdot \text{s}} = 71.4 \text{ m}^2$$

f) Volumen del bioempaque (m³) = Vol. A_{requerida} x altura = $3.35 \text{ m} \times 71.4 \text{ m}^2 = 239.2 \text{ m}^3$

4. Revisión del volumen y de la sección del bioempaque por eficiencia contra cargas y dimensionamiento final:

a) Volumen que rige el diseño

a.1. Vol. requerido por carga de DBO ($\text{Kg. DBO}/\text{m}^3\text{d}$) = 156.60 m^3

a.2. Vol. requerido para lograr la eficiencia del diseño (m^3) = 239.2 m^3

a.3. Vol. que rige el diseño = 239.2 m^3

b) La carga hidráulica y el área seccional que rigen el diseño

b.1 Área y carga hidráulica para el volumen que rige el diseño con la altura de diseño del bioempaque:

b.1.1 Área requerida para el volumen que rige y la altura de diseño del bioempaque (m^2):

$$= \frac{239.20 \text{ m}^3}{3.35 \text{ m}} = 71.4 \text{ m}^2$$

b.1.2 Carga hidráulica aplicada a la bitorre con altura y recirculación de diseño ($\text{L/s}\cdot\text{m}^2$): 0.63 , $R_d = 1.0$

b.2 Carga hidráulica mínima y máxima

b.2.1 carga hidráulica mínima recomendada ($\text{L}/\text{m}^2\cdot\text{s}$) = 0.17

b.2.2 carga hidráulica máxima recomendada ($\text{L}/\text{m}^2\cdot\text{s}$) = 0.97

b.3 Carga hidráulica que rige el diseño

b.3.1 La carga hidráulica, punto b.1.2, excede el límite máximo : FALSO

La carga hidráulica, punto b.1.2, es menor al límite mínimo : FALSO

La carga hidráulica, punto b.1.2, se encuentra entre los límites recomendados : VERDADERO

b.4 Área seccional que rige el diseño:

a) Altura del medio de empaque $H_{bt} \text{ (m)} = 3.35 \text{ m}$

b) Área seccional del bioempaque $(\text{m}^2) = 71.4 \text{ m}^2$

c) Relación $L/A = 1.0$

Largo $(\text{m}) = \sqrt{71.4} = 8.45 \Rightarrow 8.55 \text{ m}$ (para acomodar mejor los módulos del bioempaque $2' \times 2' = 4'$)

Ancho $(\text{m}) = 8.55 \text{ m}$

d) Si la bitorre es circular : $\phi = \sqrt{\frac{71.4 \times 4}{\pi}} = 9.5 \text{ m}$

e) Sección elegida : cuadrada

f) Área del empaque en $\text{m}^2 = 8.55 \text{ m} \times 8.55 \text{ m} = 73.00 \text{ m}^2$

g) Volumen del bioempaque : $73.00 \text{ m}^2 \times 3.35 \text{ m} = 244.55 \text{ m}^3$

5. Revisión con el dimensionamiento propuesto

a) $Ch_{rbt} \text{ (L/m}^2\text{-s)}$

$$\frac{22.5 \text{ L/s} \times (1 + Rd)}{A_{\text{seccional bioempaque}}} = \frac{22.5 \text{ L/s} \times (1 + 1)}{73.00 \text{ m}^2} = 0.62 \text{ L/m}^2\text{-s}$$

b) DBO_{Se} la bitorre/ DBO_{Si} a la bitorre = 0.31

$$= e^{\left[\frac{-K \times A \times H_{bt} \times \theta^{(T-20)}}{(Ch_{rbt})^n} \right]}$$

$$= e^{\left[\frac{-1.98 \times 10^{-3} \times 140 \text{ m}^2/\text{m}^3 \times 3.35 \text{ m} \times 1.035^{(20-20)}}{(0.62)^{0.5}} \right]} = 0.31$$

Por lo tanto :

$$DBO_{Se} = DBO_{Si} \times 0.31 = 66.4 \times 0.31$$

$$DBO_{Se} = 20.6 \text{ mg/L} \checkmark \checkmark$$

$$\text{Eficiencia} = (1 - 0.31) \times 100 = 69 \% \checkmark$$

$$\text{Eficiencia remoción } DBO_T = 69 \%$$

$$DBO_T \text{ en el efluente} = 110.63 \times (1 - 0.69) = 34.3 \text{ mg/L}$$

c) Kg. de DBO eliminada por día =

$$= (110.63 - 34.3) \times 22.5 \times 0.0864 = 148.4 \text{ Kg. DBO/d}$$

d) Kg. de DBO_s eliminada por día

$$= (66.4 - 20.6) \times 22.5 \times 0.0864 = 89.0 \text{ Kg. DBO}_s/\text{d}$$

e) Kg. de DBO influente al tanque de aireación y contacto de sólidos (TACS) :

$$= 34.3 \text{ mg/L} \times 22.5 \text{ L/s} \times 0.0864$$

$$= 66.68 \text{ Kg. DBO/d}$$

f) Relación DBO_s/DBO influente al TACS :

$$= \frac{66.68}{89.0} = 0.75 \text{ Aumento no importa según estudios. Anexo A.63}$$

g) Carga DBO (kg./m³/d) :

$$= \frac{DBO \times Q \times 0.0864}{\text{vol. bioempaque}}$$

$$= \frac{110.63 \text{ mg/L} \times 22.5 \text{ L/s} \times 0.0864}{242.0 \text{ m}^3} = 0.89 \text{ Kg/m}^3 - d < 2.0 \text{ Kg/m}^3 - d$$

h) Carga DBO_s (Kg./m³/d)

$$= \frac{66.4 \text{ mg/L} \times 22.5 \text{ L/s} \times 0.0864}{242.0 \text{ m}^3} = 0.53 \text{ Kg/m}^3 - d$$

i) Carga de DBO (Kg./1000 m² área de empaque - día) =

$$\frac{\text{Carga DBO}}{\text{Vol. bioemp.} \times A_s} \times 1000 = \frac{215.06 \text{ Kg/d}}{242 \text{ m}^3 \times 140 \text{ m}^2 / \text{m}^3} \times 1000 = 6.35 \text{ Kg/1000 m}^2 \text{ de emp.-día}$$

j) Carga de DBO_s (Kg./1000 m² área de empaque - día) =

$$\frac{\text{Carga DBO}}{\text{Vol. bioemp.} \times A_s} \times 1000 = \frac{129.08 \text{ Kg/d}}{242 \text{ m}^3 \times 140 \text{ m}^2 / \text{m}^3} \times 1000 = 3.81 \text{ Kg/1000 m}^2 \text{ de emp.-día}$$

6. Sólidos Suspendidos Volátiles producidos en la bitorre:

$$= \left(\frac{Y \times (DBO_{Te} - DBO_{Se}) \times Q \times 0.0864 \times 1000}{Vol. \text{ bioempaque} \times A_t} - K_d \right) \times \left(\frac{Vol \text{ bioemp.} \times A_t}{1000} \right)$$

$$= \left(\frac{0.62 \times (110.63 - 20.6) \times 22.5 \times 0.0864 \times 1000}{242 \times 140} - 0.64 \right) \times \left(\frac{242 \times 140}{1000} \right)$$

$$= 86.8 \text{ Kg./día}$$

a) Concentración en el efluente SSV (mg/L)

= Despreciable

b) Flujo de SSV decantados al digestor (m³/d)

= Despreciable

c) SST en el efluente de bitorre = 91 % del influente de Bitorre

$$SST_e = 0.91 \times 30.5 \text{ mg/L} = 27.75 \text{ mg/L}$$

Diversas investigaciones muestran una relación directa entre los SST aplicados y los SST producidos en los Filtros Percoladores con medio plástico. Los datos de estos estudios respaldan lo anterior, experimentando con cantidades de 1 a 10 Kg. por día. El promedio de producción de SST es del 91 % de los SST aplicados. Ver Anexo A.64

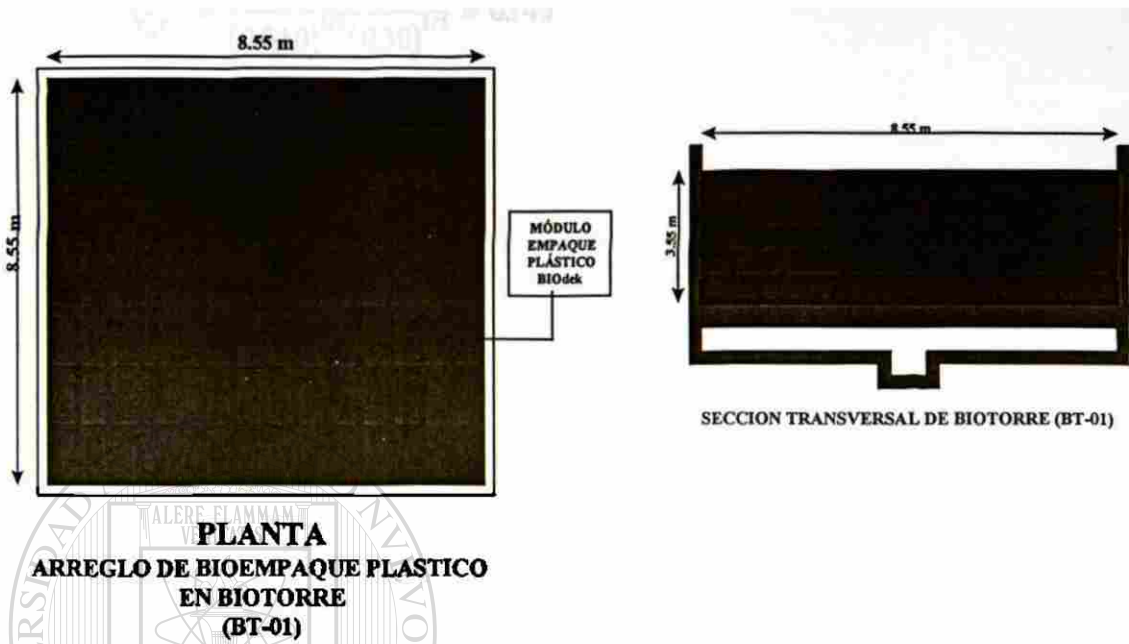


Fig. No. 30.-Planta del arreglo de bioempaques plásticos en la Biotorre y Sección transversal de la Biotorre.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

7. Canal de desalojo del efluente de la Biotorre :

$$V = 0.6 \text{ m/s}$$

$$Q = 45 \text{ L/s} = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = \frac{0.045 \text{ m}^3/\text{s}}{0.6 \text{ m/s}} = 0.075 \text{ m}^2$$

$$n = 0.013 \text{ (concreto terminado con cuchara)}$$

$$S = 1\% = 0.01 = 10 \text{ milésimas}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2}b^{8/3}} = \frac{0.045 \times 0.013}{(0.010)^{1/2}(0.30)^{8/3}} = 0.145$$

Del Anexo A.56 se obtiene:

$$y/b = 0.50$$

$$y = 0.50 \times b = 0.50 \times 0.30$$

$$y = 0.15$$

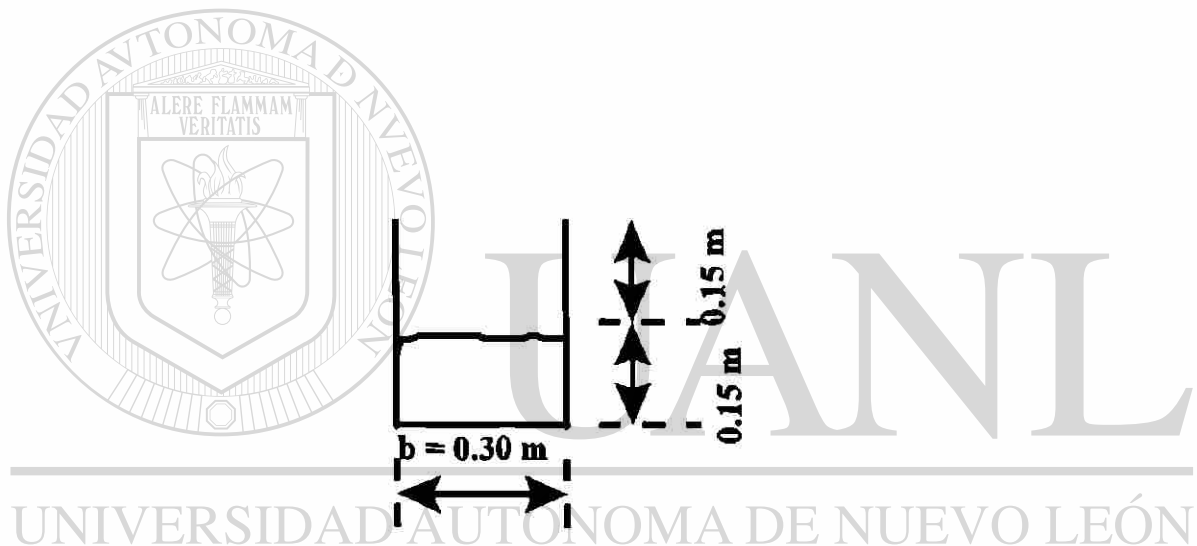


Fig. No. 31.- Sección transversal del canal efluente de la Biotorre. ®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

7.4.6 Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos (TACS)

A. Memoria de cálculo para las condiciones definidas de diseño

1. Bases de diseño:

- a) $Q_d = 22.5 \text{ L/s} = 1.35 \text{ m}^3/\text{min}$.
- b) $\text{DBO}_{\text{inf}} = 34.3 \text{ mg/L}$
- c) $\text{DBO}_{\text{Si max}} = 20.6 \text{ mg/L}$
- d) $\text{DBO}_{\text{Se max}} = 10 \text{ mg/L}$
- e) Temperatura = 20 °C

2. Criterios de Diseño

- a) $K_{20} (\text{L/mg-min}) = 2 \times 10^{-5}$
- b) $\theta = 1.035$
- c) $Y = 0.62$
- d) $K_d = 0.06$
- e) $\text{SSVLM} = 2000 \text{ mg/L} \quad (1000 - 3000)$
- f) $\theta_c = (0.5 - 2d)$
- g) Concentración de lodos de retorno: (SSLM) = 7500 mg/L (0.75 %)
- h) Concentración de lodos de retorno: (SSVLM) = 7500 x 0.8 = 6000 mg/L

3. Tiempo de retención necesario para lograr la eficiencia con $\text{DBO}_{\text{Se max}}$

a) Eficiencia requerida

$$\left(\frac{1 - 10}{20.6} \right) \times 100 = 50 \%$$

b) Tiempo requerido en minutos

$$= \frac{\ln\left(\frac{10}{20.6}\right)}{\left(-2 \times 10^{-5} \times \left(1.035^{(20-20)}\right) \times 2000\right)}$$

$$= 18 \text{ minutos}$$

c) Eficiencia en tiempos determinados

Tabla No. 6.- Eficiencia según el tiempo pasado en el Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos (TACS).

Tiempo (minutos)	0	10	20	30	40	50	60
Eficiencia (%)	0	33	55	70	80	86	91

Para $t = 10$ min.

$$E_f = \left[1 - \frac{DBO_{S_e} \times \text{EXP}(-K_{20} \times \theta^{(t-20)} \times SSVLM \times t)}{DBO_{S_e}} \right] \times 100$$

$$E_f = \left[1 - \frac{10 \times \text{EXP}(-2 \times 10^{-5} \times 1.035^{(20-20)} \times 2000 \times 10 \text{ min.})}{10} \right] \times 100 = 33 \%$$

Para considerar otros tiempos, se deberá cambiar sólo el dato del tiempo requerido.

d) Operación del TACS en conjunto con la bitorre

Tabla No. 7.- Operación del Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos en conjunto con la Bitorre.

Tiempo en minutos	10	20	30	40	50	60
Eficiencia TACS, en %	33	55	70	80	86	91
DBO _{sc} bt, mg/L	20.6	20.6	20.6	20.6	20.6	20.6
DBO _{sc} sistema, mg/L	13.8	9.3	6.2	4.12	2.9	1.85

DBO_{se} sistema (mg/L) :

Para una Eficiencia = 33 % $\Rightarrow 20.6 \times (1 - 33 \%) = 13.8 \text{ mg/L}$

t = 10 min.

Para una Eficiencia = 55 % $\Rightarrow 20.6 \times (1 - 55 \%) = 9.3 \text{ mg/L}$

t = 20 min.

- Para asegurar una DBO = 10 mg/L, se tendría que elegir una Ef = 70 % tanto para DBO, como para DBO_s

$$\text{DBO} = 34.3 \times (1 - 0.7) = 10 \text{ mg/L}$$

$$\text{DBO} = 20.6 \times (1 - 0.7) = 6.2 \text{ mg/L}$$

* Se supondrá una DBO_i = 34.3 mg/L y DBO_{ef} = 10 mg/L para los cálculos del tanque de aireación ya que se observa que para estos datos se da la misma eficiencia en las DBO solubles.

Por lo tanto, el tiempo de aireación y contacto de sólidos = 30 minutos.

4. Volumen y dimensiones del tanque:

$$Vol. = \frac{t(\text{min.}) \times Q (L/s) \times 60}{1000} = \frac{30 \text{ min.} \times 225 L/s \times 60 s/min}{1000 L/m^3} = 41.1 m^3$$

- Profundidad hidráulica = 3.0 m
- Relación L/A = 1.0
- $Largo = \sqrt{\frac{405}{2}} = 3.70 m$
- Ancho = 3.70 m
- B.L = 0.50 m
- Tanque = 3.70 m x 3.70 m x 3.00

• Cálculo de θ_c :

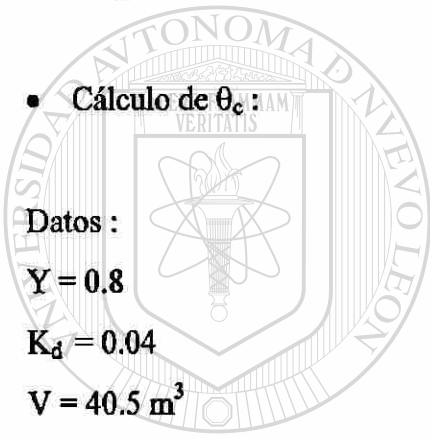
Datos:

$Y = 0.8$

$K_d = 0.04$

$V = 40.5 m^3$

$Q = 1944 m^3/d$



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

$$V = \frac{\theta_c \times Q \times Y \times (S_o - S)}{SSVLM \times (1 + K_d \theta_c)}$$

$$41.1 = \frac{\theta_c \times 1944 \times 0.8 \times (34.3 - 10)}{2000 \times (1 + 0.04 \theta_c)}$$

$$82200 + 3288 \theta_c = 37791.4 \theta_c$$

$$34503.4 \theta_c = 81000$$

$$\theta_c = \frac{82200}{34503.4} = 2.3 d \approx 2 d \text{ (Falta } \theta_c \text{ con recirculación de lodos) Ver Anexo A.65}$$

5. Generación y manejo de lodos biológicos

a) Q_r del cárcamo de lodos de clarifloculador al TACS (L/s)

$$X(Q + Q_r) = X_r \times 0.8 Q_r$$

$$XQ + XQ_r = X_r Q_r$$

$$XQ = (X_r - X) Q_r$$

$$Q_r = \frac{XQ}{X_r - X}$$

$$X = \text{SSVLM}$$

$$Q = Q_d$$

$$X_r = \text{conc. de lodos de retorno.}$$

$$X = \text{SSVLM}$$

$$Q_r = \frac{\text{SSVLM} \times Q_d}{(\text{Conc. de lodos de retorno } \text{mg/L} - \text{SSVLM})}$$

$$Q_r = \frac{2000 \text{ mg/L} \times 22.5 \text{ L/s}}{(6000 \text{ mg/L} - 2000 \text{ mg/L})} = 11.25 \text{ L/s}$$

b) Relación de recirculación de lodos

$$= \frac{Q_r \text{ del cárcamo de lodos del Clarif. al TACS (L/s)}}{Q_d \text{ (L/s)}} = \frac{11.25}{22.50} = 0.5$$

c) Cálculo de θ_c incluyendo la recirculación:

$$33.75 \text{ L/s} = 2916 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$41.1 = \frac{\theta_c \times 2916 \text{ m}^3/\text{d} \times 0.8 \times (34.3 - 10)}{2000 \times (1 + 0.04\theta_c)}$$

$$41.1 = \frac{56687 \theta_c}{2000 + 80\theta_c}$$

$$82200 + 3288 \theta_c = 56687 \theta_c$$

$$\theta_c = \frac{53399}{82200} = 0.65 \text{ d} \quad (0.5 - 2.0 \text{ d}) \checkmark$$

d) Producción observada:

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + K_d(\theta_c)}$$

$$Y_{obs} = \frac{0.8}{1 + 0.04(0.65)} = 0.78$$

P_x = Producción diaria neta de lodo activado, medida en términos de SS volátiles, Kg/d

$$P_x = Y_{obs} \times Q(S_o - S) \times (10^{-3} \text{ g/Kg})^{-1}$$

$$= 0.78 \times 1944 \text{ m}^3 / \text{d} \times (34.3 - 10) \text{ mg/L} \times (1000)^{-1}$$

$$P_x = 36.85 \text{ Kg/d SSV}$$

$$P_x(SST) = \frac{36.85}{0.8} = 46.1 \text{ Kg / d SST}$$

e) Fango por purgar de la línea de retorno :

$$\theta_c = \frac{V_r X}{Q'_w X_r + Q_e X_e}$$

$$0.65 = \frac{41.1 \text{ m}^3 \times 2000 \text{ mg / L}}{Q'_w \times 6000 + (1944 \text{ m}^3 / \text{d})(10)(0.8)}$$

$$0.65 = \frac{82200}{6000Q'_w + 15552}$$

$$3900 Q'_w + 10108.8 = 82200$$

$$Q'_w = \frac{72091.2}{3900} = 18.5 \text{ m}^3 / \text{d}$$

6. Requerimientos de Oxígeno para oxidar la materia orgánica biodegradable:

a) Requerimiento de oxígeno para biooxidación:

$$DBO_{inf} = 34.3 \text{ mg/L}$$

$$DBO \text{ requerida en el efluente} = 10 \text{ mg/L}$$

$$Q_d = 22.5 \text{ L/s} = 1944 \text{ m}^3/\text{d}$$

• $f = \text{Rel. } DBO/DBO_o = 0.47$ ($f = \text{Factor de conversión en } DBO_o$, 0.45 a 0.68)

$P_x = \text{Producción diaria neta de lodo activado, medida en términos de SS volátiles, Kg/d}$

$$Kg \text{ O}_2 / d = \frac{Q(S_o - S) \times (10^3 \text{ g / Kg})}{f} - 1.42 P_x$$

$$Kg \text{ O}_2 / d = \frac{1944 \text{ m}^3 / d (34.3 - 10) \times (10^3 \text{ g / Kg})^{-1}}{0.47} - 1.42 \times 36.85$$

$$Kg \text{ O}_2 / d = 100.51 - 52.33 = 48.2 \text{ Kg/d}$$

b) Requerimiento de oxígeno para Nitrificación:

$$Kg \text{ O}_2 / d = 4.57 (Q_d) (N_o - N)$$

$$N_o = \text{NTK del influente} = 9.21 \text{ mg/L}$$

$$N = \text{NTK del efluente} = 0 \text{ mg/L}$$

$$Kg \text{ O}_2 / d = 4.57 \times (1944 \text{ m}^3 / d) \frac{(9.21 - 0) \text{ mg / L}}{1000} = 81.8 \text{ Kg O}_2 / d$$

c) Oxígeno a suministrar en Kg/d (AOR):

$$\text{Oxígeno a suministrar en Kg/d} = \text{Kg O}_2/\text{d para biooxidación} + \text{Kg O}_2/\text{d para nitrificación} = 48.2 + 81.8 = 130.0 \text{ Kg O}_2/\text{d}$$

d) Kg de O₂/d suministrada / Kg DBO/d eliminada por bioxidación:

$$\text{DBO eliminada} = (34.3 - 10) \times 22.5 \times 0.0864 = 47.24 \text{ Kg DBO}_5/\text{d}$$

$$\frac{\text{Kg O}_2 / \text{d}}{\text{Kg DBO} / \text{d}} = \frac{48.2}{47.24} = 1.02$$

$$\text{Relación } \frac{\text{Kg O}_2 / \text{d}}{\text{Kg DBO eliminada} / \text{d}} \text{ mínima para bioxidación} = 1.00 \frac{\text{Kg O}_2 / \text{d}}{\text{Kg DBO} / \text{d}}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{Kg O}_2 / \text{d}}{\text{Kg DBO eliminada} / \text{d}} \text{ máxima para bioxidación} = 1.20 \frac{\text{Kg O}_2 / \text{d}}{\text{Kg DBO} / \text{d}}$$

Por lo tanto, la relación calculada está dentro del intervalo para llevar a cabo eficientemente la bioxidación.

e) Concentración residual de oxígeno disuelto:

Se considera para carga media una concentración residual de Oxígeno Disuelto de :
2.00 mg/L

7. Suministro de Oxígeno por medio de difusores y soplador.

a) Volumen teórico requerido de aire por demanda de oxígeno en m³/d

$$\text{Vol. teorico requerido de aire} = \frac{\text{Req. de oxigeno en Kg O}_2 / \text{d (AOR)}}{\gamma \times \% \text{ de O}_2 \text{ en el aire}}$$

$$\text{Vol. teorico requerido de aire} = \frac{130.0 \text{ Kg O}_2 / \text{d}}{1.2 \text{ Kg} / \text{m}^3 \times \frac{23.2}{100}} = 467 \text{ m}^3 / \text{d}$$

$$= 467.0 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$= 11.44 \text{ ft}^3/\text{min.}$$

$$= 0.324 \text{ m}^3/\text{min}$$

b) Tipo de difusor :

Difusor de burbuja fina Marca: DIFFUSED GAS TECHNOLOGIES, INC

c) Eficiencia de transferencia de oxígeno del difusor (SOTE):

= 25 %

d) Sumergencia de difusores (Profundidad hidráulica del tanque):

= 3.00 m (10 ft)

e) Factor de seguridad/soplador :

F.S. = 1.17

f) Cálculo de relación AOR/SOR

$$AOR / SOR = \frac{\alpha \left[(\beta \times C_{walt}) - Cl \right] \times \theta^{T-20}}{C_s} < 1$$

Donde :

$\alpha = 0.4 - 0.9$ Factor de corrección transferencia de oxígeno = 0.60

$\beta =$ Corrección de factor de tensión superficial por salinidad de 0.9 - 1.0 = 0.9

C_{walt} = Concentración de saturación de oxígeno a una temperatura y altitud dada, mg/L

$$C_{walt} = H \times Y_d \times \left[P_a + \frac{(Y \times Z_d)}{2 \times 144} \right]$$

H = Constante de Henry = 3.02 a 20°C

$$C_{walt} = H \times Y_d \times \left[P_a + \frac{(Y \times Z_d)}{2 \times 144} \right]$$

Y_d = Peso molecular del Oxígeno en la atmósfera = 0.209

P_a = Presión atmosférica (psi) = 14.23 psi a 20°C

Y = Densidad del agua = 62.4 Lb/ft³

Z_d = Sumergencia de un difusor o equipo = 10 ft

$$C_{\text{wair}} = 3.02 \times 0.209 \times \left[14.23 + \frac{(62.4 \times 10)}{2 \times 144} \right] = 10.35 \text{ mg/L}$$

C_s = Concentración de Oxígeno Disuelto a 20°C en condiciones estándar (20°C y 1 atm)
= 9.09 mg/L

C_l = Concentración de Oxígeno de operación en mg/L = 2.0 mg/L

θ = Factor 1.024

T = Temperatura de operación en °C = 20°C

$$AOR/SOR = \frac{0.60[(0.9 \times 10.35) - 2.00] \times 1.024^{20-20}}{9.09}$$

$$AOR/SOR = 0.482 < 1.00 \checkmark \checkmark$$

g) Eficiencia de transferencia de oxígeno (OTE) :

$$OTE = (AOR/SOR) \times SOTE$$

$$OTE = 0.482 \times 0.25 = 0.12 = 12 \%$$

h) Volumen real de aire =

$$\text{Vol. real de aire} = \frac{\text{Flujo aire}}{OTE} = \frac{467.0 \text{ m}^3 / d}{0.12} = 3891.7 \text{ m}^3 / d = 2.70 \text{ m}^3 / \text{min.}$$

i) Requerimiento de suministro de aire por demanda de oxígeno en m³/min./m³ reactor:

$$\text{Req. de suministro} = \frac{\text{Vol. real aire}}{\text{vol. reactor}} = \frac{2.70 \text{ m}^3 / \text{min.}}{41.1 \text{ m}^3} = 0.066 \text{ m}^3 / \text{min. de aire} / \text{m}^3 \text{ reactor}$$

j) Requerimiento de aire por demanda de oxígeno (Biooxidación + nitrificación)

$$= 3891.7 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$= 2.70 \text{ m}^3/\text{min.}$$

$$= 95.35 \text{ ft}^3/\text{min.}$$

k) Requerimiento de aire de mezclado en $\text{m}^3 \text{ aire}/\text{m}^3 \text{ reactor}$:

$$= 0.025 \text{ m}^3/\text{min.}/\text{m}^3 \text{ reactor}$$

$$\text{Vol reactor} = 41.1 \text{ m}^3$$

$$= 0.025 \text{ m}^3/\text{min.}/\text{m}^3 \text{ reactor} \times 41.1 \text{ m}^3 \text{ reactor} = 1.03 \text{ m}^3/\text{min.}$$

$$= 1.03 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$= 36.37 \text{ ft}^3/\text{min.}$$

l) Se requiere proporcionar ayuda de mezclado adicional : FALSO

m) Flujo de aire que rige el diseño:

$$\text{Requerimiento de aire por demanda de oxígeno} = 3891.7 \text{ m}^3/\text{d} = 95.35 \text{ ft}^3/\text{min.}$$

n) Capacidad de suministro de aire por soplador:

$$\text{Capacidad} = \text{F.S.} \times \text{Flujo de aire que rige el diseño}$$

$$= 1.17 \times 3891.7 \text{ m}^3/\text{d} = 4553.30 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$= 3.16 \text{ m}^3/\text{min.}$$

$$= 111.59 \text{ ft}^3/\text{min.}$$

o) Características del difusor :

Marca : DIFFUSED GAS TECHNOLOGIES INC.

Modelo: FBP- 775

Diámetro : $7 \frac{1}{2}'' \approx 20 \text{ cm.}$

Altura = $3 \frac{9}{16}'' = 9 \text{ cm.}$

Flujo = $2.0 \text{ ft}^3/\text{min.}/\text{difusor}$

Ver Anexo A.66

p) Número de difusores

$$\text{No. difusores} = \frac{\text{Capacidad del soplador en ft}^3 / \text{min}}{\text{Flujo de aire por difusor ft}^3 / \text{min}} = \frac{11159 \text{ ft}^3 / \text{min}}{2 \text{ ft}^3 / \text{min}}$$

No. difusores = 55.8 \Rightarrow 56 difusores

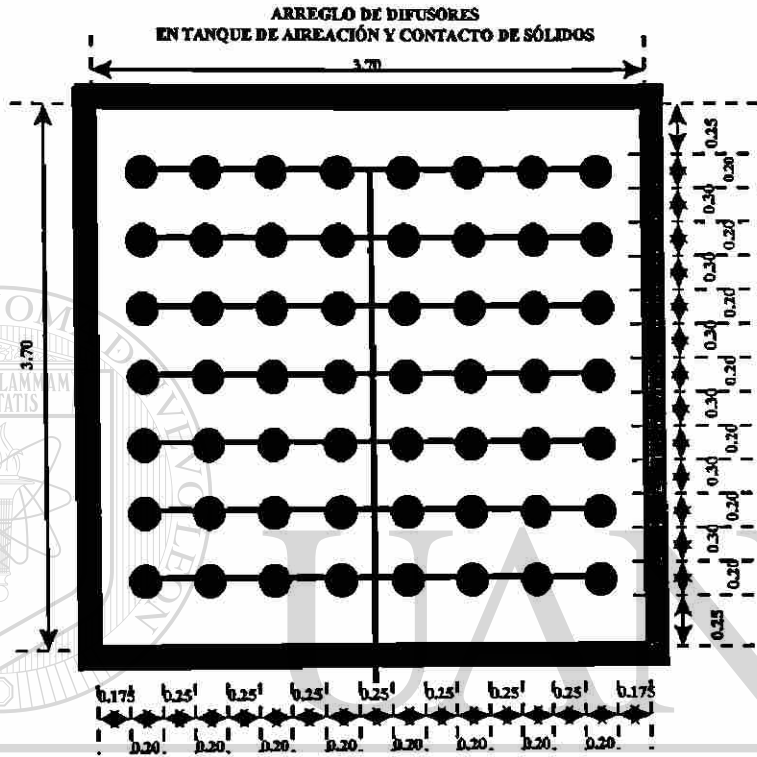


Fig. No. 32.- Arreglo de los difusores en el Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos.

q) Características de soplador :

Presión : Altura fondo difusor + pérdida de carga del difusor + pérdida de tubería

Altura fondo difusor : 3.0 m

Pérdida de carga del difusor : 5" = 0.127 m

Pérdida de tubería : 1.873 m

Presión : 3.0 m + 0.127 m + 1.873 m = 5.0 m = 0.5 Kg/cm²

= 7.11 Lb/pulg² = 8 psi

Selección del soplador:

Marca : DUROFLOW

Modelo: 3004 (30 SERIES)

CFM : 125

PSIG : 8 PSIG

RPM: 4000

BHP : 6.8 ≈ 7 HP

Anexo A. 67 y A.68 para tipo de soplador y dimensiones del mismo.

8. Nutrientes

8.1 Nitrógeno:

a) Producción de células en Kg/día = 51.4 Kg/d

b) Requerimientos de Kg de nitrógeno/Kg de células = 0.13

c) Requerimientos de nitrógeno en Kg/d = 51.4 x 0.13 = 6.68 Kg/d

d) Requerimientos de nitrógeno (mg/L) =

$$= \frac{6.68 \text{ Kg} / d}{1944 \text{ m}^3 / d} = 0.0034 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$$0.0034 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \left(\frac{1 \times 10^6 \text{ mg}}{1 \text{ Kg}} \right) \left(\frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} \right) = 3.4 \text{ mg} / \text{L}$$

e) Nitrógeno presente en las aguas residuales = 9.21 mg/L

f) Nitrógeno aportado por las aguas residuales, Kg/d

$$= Q_d \times \text{Nitrógeno presente}$$

$$= 22.5 \text{ L/s} \times 9.21 \text{ mg/L} = 207.2 \text{ mg/s}$$

$$= 207.2 \frac{\text{mg}}{\text{s}} \left(\frac{1 \text{ Kg}}{1 \times 10^6 \text{ mg}} \right) \left(\frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ d}} \right) = 17.9 \text{ Kg} / d$$

g) Nitrógeno adicional requerido

$$= 6.68 \text{ Kg/d} - 17.9 \text{ Kg/d} = -11.22 \text{ Kg/d (No se requiere adicionar, está sobrada)}$$

8.2 Fósforo:

a) Producción de células en Kg/día = 51.4 Kg/d

b) Requerimientos de Kg de fósforo/Kg de células = 0.026

c) Requerimientos de fósforo en Kg/d = $51.4 \times 0.026 = 1.34 \text{ Kg/d}$

d) Requerimientos de fósforo (mg/L) =

$$= \frac{1.34 \text{ Kg} / d}{1944 \text{ m}^3 / d} = 0.0007 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$$0.0007 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \left(\frac{1 \times 10^6 \text{ mg}}{1 \text{ Kg}} \right) \left(\frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} \right) = 0.7 \text{ mg} / \text{L}$$

e) Fósforo presente en las aguas residuales, mg/L = 11 mg/L

f) Fósforo aportado por las aguas residuales, Kg/d

$$= Q_d \times \text{Fósforo presente}$$

$$= 22.5 \text{ L/s} \times 11 \text{ mg/L} = 247.5 \text{ mg/s}$$

$$= 247.5 \frac{\text{mg}}{\text{s}} \left(\frac{1 \text{ Kg}}{1 \times 10^6 \text{ mg}} \right) \left(\frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ d}} \right) = 21.38 \text{ Kg} / d$$

g) Fósforo adicional requerido

$$= 1.34 \text{ Kg/d} - 21.38 = -20.04 \text{ (No se requiere adicionar, ya que está sobrado)}$$

7.4.7 Clarifloculador

Para asegurar una concentración de SST de 10 mg/L en el efluente del clarifloculador se diseñará éste con una tasa de flujo de 2.0 m/h. **Anexo A.10**

Tasa de flujo = $2.0 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-h}$ (1200 gal/d/ft^2) \Rightarrow Sacado por estudios en plantas piloto con el sistema TF/SC.

• Área del clarifloculador:

$$Q = 22.5 \text{ L/s} \times 86.4 = 1944 \text{ m}^3/\text{d} = 81 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$A = \frac{81 \text{ m}^3 / \text{h}}{2 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ h}} = 40.5 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{40.5 \times 4}{\pi}} = 7.20 \text{ m}$$

Profundidad del tanque : 5.0 m , para mantener una adecuada distancia vertical entre la salida del efluente y la capa de lodos.

Tomando en cuenta los tanques comerciales de este tipo, que se fabrican, escogemos: (Model CLC/5F Flocculating Scraper Cage Driver Clarifier) Anexos A.69, A.70 y A.71

$$\text{Tasa} = 1200 \text{ gal/d/ft}^2$$

$$= 1200 \text{ gal/d-ft}^2 \times (1\text{d}/1440\text{min}) = 0.83 \text{ gal/min/ft}^2$$

$$= 0.83 \text{ gal/min/ft}^2 \Rightarrow \text{trabajamos con } 1.1 \text{ gal/min./ft}^2$$

$$D = 25' = 7.62 \text{ m}$$

$$\text{Prof.} = 14' = 4.30 \text{ m}$$

Las demás dimensiones aparecen en el cuadro comercial

Tiempo de retención recomendado = 1 a 2.5 h

$$D = 7.62 \text{ m}$$

$$A = \frac{\pi \times (7.62)^2}{4} = 45.6 \text{ m}^2$$

$$\text{Prof.} = 4.30 \text{ m}$$

$$V = 45.6 \text{ m}^2 \times 4.3 \text{ m} = 196.08 \text{ m}^3$$

$$THR = \frac{V}{Q} = \frac{196.08 \text{ m}^3}{81 \text{ m}^3 / \text{h}} = 2.4 \text{ h} = 144 \text{ min.}$$

7.4.8 Espesador

1. Flujo y carga del espesador

Carga de lodos primarios al espesador: SST en Kg/d

$$\begin{aligned}
 &= \text{SST inf. al sedimentador primario} \times \text{Ef. en remoción de SST} \times Q_d \times 0.0864 \\
 &= 60.69 \text{ mg/L} \times 0.50 \times 22.5 \text{ L/s} \times 0.0864 \\
 &= 59 \text{ Kg/d SST}
 \end{aligned}$$

2. Carga de lodos primarios al espesador SSV (Kg/d):

$$\begin{aligned}
 &= \text{Carga de lodos primarios al esp.} \times \text{SSV/SST} \\
 &= 59 \text{ Kg/d} \times 0.8 = 47.2 \text{ Kg/d}
 \end{aligned}$$

3. Flujo de lodos primarios al espesador:

Datos:

Concentración de lodos % del Clarificador primario = 3 % Anexo A.72

Carga de lodos primarios al espesador SSV (Kg/d): 47.2

$$= \frac{\left(\frac{\text{Carga de lodos primarios al espesador}}{\text{conc. de lodos \% del Clarif. primario}} \right)}{1000}$$

$$= \frac{\left(\frac{47.2 \text{ Kg/d}}{0.03} \right)}{1000} = 1.57 \text{ m}^3 / \text{d} = 0.02 \text{ L/s}$$

4. Flujo de lodos del clarifloculador al espesador:

$$\text{SSV ef. Clarifloc.} = \frac{\text{SSVLM}}{\text{SSLM}} \times \text{SST} = 0.8 \times 10 = 8$$

$$= \frac{\left[\left(\frac{\text{SSVLM mg/L} \times \text{Vol m}^3}{\theta_c} \right) - Q_d \times 86.4 \times \text{SSV ef. del Clarifloc} \right]}{\text{Conc. de lodos de retorno SSVLM (mg/L)} - \text{SSV en ef. del Clarifloc.}}$$

$$= \frac{\left[\left(\frac{2000 \text{ mg/L} \times 41.1 \text{ m}^3}{0.65} \right) - 22.5 \text{ L/s} \times 86.4 \times 8 \right]}{6000 \text{ mg/L} - 8} = 4.26 \text{ m}^3 / \text{d}$$

$$= 4260 \text{ L/d}$$

$$= 0.05 \text{ L/s}$$

5. Carga de SST del clarifloculador al espesador Kg/d

$$= \frac{(\text{Flujo de lodos del Clarif. al espesador} \times \text{Conc. de lodos de retorno, SSLM})}{1000}$$

$$= 4.26 \text{ m}^3 / \text{d} \times 7500 \text{ mg/L} \left(\frac{1000 \text{ L}}{1 \text{ m}^3} \right) \left(\frac{1 \text{ Kg}}{1 \times 10^6 \text{ mg}} \right)$$

$$= 31.95 \text{ Kg/d SST}$$

6. Carga de SSV del clarifloculador al espesador, Kg/d =

$$= 4.26 \text{ m}^3 / \text{d} \times 6000 \text{ mg/L} \left(\frac{1000 \text{ L}}{1 \text{ m}^3} \right) \left(\frac{1 \text{ Kg}}{1 \times 10^6 \text{ mg}} \right)$$

$$= 25.56 \text{ Kg/d SSV}$$

7. Concentración promedio de la mezcla de lodos primarios y secundarios % :

$$= \frac{(\text{Flujo de lodos prim. al esp.}) \times (\text{Conc. de lodos en \% del Clarif. prim.})}{\text{Flujo de lodos primarios al esp. (m}^3 / \text{d)} + \text{Flujo de Clarif. al esp. m}^3 / \text{d}}$$

$$+ \frac{(\text{Flujo de lodos del CF al esp.}) \times \left(\frac{\text{Conc. de lodos de retorno SSLM mg/L}}{1000000} \right)}{\text{Flujo de lodos primarios al esp. m}^3 / \text{d} + \text{Flujo de Clarif. al espesador, m}^3 / \text{d}}$$

$$= \frac{(157 \text{ m}^3 / \text{d} \times 0.03) + \left(4.26 \text{ m}^3 / \text{d} \times \frac{7500 \text{ mg/L}}{1000000} \right)}{157 \text{ m}^3 / \text{d} + 4.26 \text{ m}^3 / \text{d}}$$

$$= 1.36 \%$$

8. Carga de SST al espesador

$$\begin{aligned}
 &= \text{Carga de lodos primarios al esp. SST en Kg/d} + \text{Carga de SST del CF al esp.,} \\
 &\text{Kg/d} \\
 &= 59 \text{ Kg/d} + 31.95 \text{ Kg/d} \\
 &= 90.95 \text{ Kg/d}
 \end{aligned}$$

9. Carga de SSV al esp.

$$\begin{aligned}
 &= \text{Carga de lodos primarios al esp. SSV, Kg/d} + \text{Carga de SSV del CF al esp., en} \\
 &\text{Kg/d} \\
 &= 47.2 \text{ Kg/d} + 25.56 \text{ Kg/d} \\
 &= 72.76 \text{ Kg/d}
 \end{aligned}$$

10. Flujo de la mezcla de lodos al esp.

$$\begin{aligned}
 &= (\text{Flujo de lodos prim. al esp. m}^3/\text{d} + \text{Flujo de lodos del CF al esp, m}^3/\text{d}) \\
 &= 1.57 \text{ m}^3/\text{d} + 4.26 \text{ m}^3/\text{d} = 5.83 \text{ m}^3/\text{d}
 \end{aligned}$$

11. Área requerida del espesador en m²

Datos:

Carga de sólidos al espesador mecánico Kg/m²- h = 1.25

$$= \frac{\text{Carga de SST al esp.}}{\text{Carga de solidos al esp. mecanico Kg / m}^2\text{h} \times 24} = \frac{90.95 \text{ Kg / d}}{1.25 \text{ Kg / m}^2\text{h} \times 24 \text{ h / d}} = 3.0 \text{ m}^2$$

12. Diámetro:

$$D = \sqrt{\frac{A \times 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{3.0 \times 4.0}{\pi}} = 1.95 \approx 2.0 \text{ m}$$

$$D = 2.00 \text{ m}$$

13. Flujo de retorno del clarificado del esp. al TACS

$$= \frac{(FMLE, m^3 / d) - (FMLE, m^3 / d \times CPMLPS \times (1 \times 10^6) - C SST CE, mg / L)}{C SST DE - C SST CE}$$

Donde:

FMLE = Flujo de la mezcla de lodos al espesador

CPMLPS = Concentración promedio de la mezcla de lodos primarios y secundarios

C SST CE = Concentración de SST en el clarificado del espesador

C SST DE = Concentración de SST decantados en espesador

$$= \frac{(5.83 m^3 / d) - (5.83 m^3 / d \times 0.0137 \times (1 \times 10^6) - 100 mg / L)}{70000 mg / L - 100 mg / L}$$

$$= 4.69 m^3 / d$$

14. Flujo de lodos biológicos espesos al proceso de digestión

$$= \text{Flujo de la mezcla de lodos al esp., } m^3 / d - \text{Flujo del retorno del clarif. del esp. al reactor.}$$

$$= 5.83 m^3 / d - 4.69 m^3 / d$$

$$= 1.14 m^3 / d$$

15. Sólidos efluentes de la PTAR's

$$\text{SST en efluentes de PTAR's Kg/d} =$$

$$= (Q_d \times 0.0864 \times \text{SST req. en el efluente})$$

$$= (22.5 \text{ L/s} \times 0.0864 \times 10 \text{ mg/L}) = 19.44 \text{ Kg/d}$$

7.4.9 Cárcamos

a) Cárcamo de bombeo a la bitorre (CB-01)* y Cárcamo de Entrada a la Planta (CE-01)*

*En estos tanques se considera el Q del fituro de 45 L/s

$$Q_d = 45 \text{ L/s} = 162 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tiempo de retención = 0.5 h (30 minutos)

$$Q_d = 162 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.5 \text{ h} = 81 \text{ m}^3$$

Profundidad = 3.0 m

$$\text{Largo} = \sqrt{\frac{81}{3}} = 5.20 \text{ m}$$

Ancho = 5.20 m

B.L. = 0.30 m

b) Cárcamo de Bombeo de recirculación a la bitorre (CB-02)

$$Q_d = 45 \text{ L/s} + Q_r$$

$$Q_r = Q_d = 45 \text{ L/s}$$

$$Q_d = 45 + 45 = 90 \text{ L/s} = 324 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_d = 324 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.5 \text{ h} = 162 \text{ m}^3$$

Profundidad = 3.0 m

$$\text{Largo} = \sqrt{\frac{162}{3}} = 7.35 \text{ m}$$

Ancho = 7.35 m

B.L. = 0.45 m

7.4.10. Digestor Anaeróbico de lodos

- Diseño del Digestor anaeróbico de los lodos.

A.- Bases de diseño.

a) Flujo de lodos a tratar (Ql) en L/s: $1.14 \text{ m}^3/\text{d}$

B.- Criterios de diseño

a) Según el Anexo A.73

Tiempo de retención de sólidos, en el digestor :

Digestión convencional $\Rightarrow 30 - 60 \text{ d}$ ✓

Digestión de alta carga $\Rightarrow 15 - 20 \text{ d}$

Tiempo de retención de sólidos = 49 d

b) Volumen de tanque Digestor anaeróbico:

$$\text{Vol} = (1.14 \text{ m}^3 / \text{d})(49.0 \text{ d}) = 56.0 \text{ m}^3$$

c) Profundidad de tanque = 2.80 m

d) $\text{Area} = \frac{56.00 \text{ m}^3}{2.80 \text{ m}} = 20.00 \text{ m}^2$

e) Largo = 9.50 m

f) $\text{Ancho} = \frac{20.00 \text{ m}^2}{9.50 \text{ m}} = 2.10 \text{ m}$

g) Bordo Libre = 0.40 m

h) Volumen para el almacenamiento de lodo

Largo = 1.20 m

Ancho = 2.10 m

Altura = 2.80 m

$$\text{Vol} = (2.80 \text{ m}) (1.20 \text{ m}) (2.10 \text{ m}) = 7.00 \text{ m}^3$$

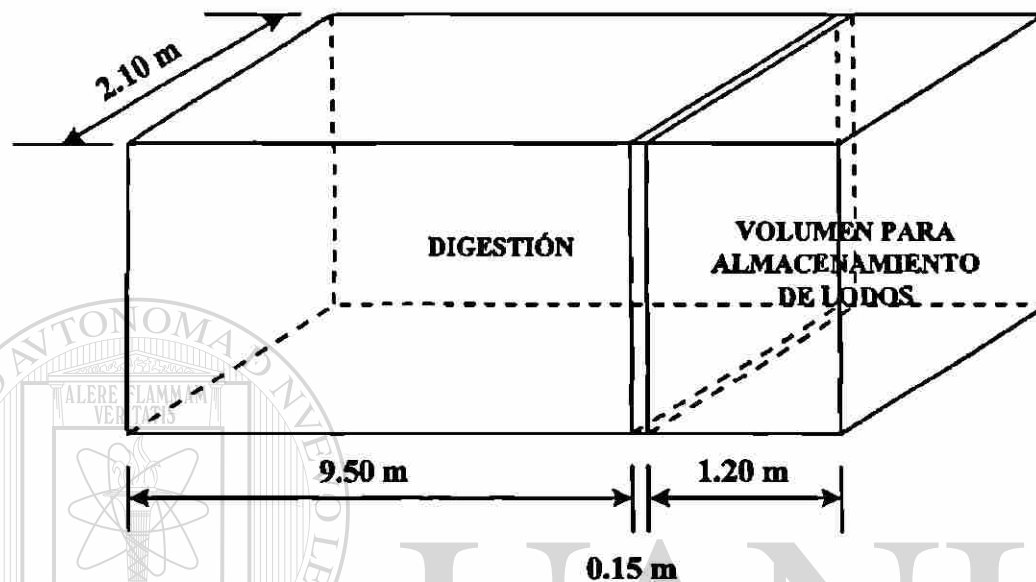


Fig. No. 33.- Dimensiones del Digestor Anaeróbico de Lodos.

REVISION

a) Volumen diario de lodos a digerir, en $\text{m}^3/\text{d} = 1.12 \text{ m}^3/\text{d}$

b) Carga SSV, en $\text{Kg}/\text{d} = 72.20 \text{ Kg}/\text{d}$

c) Carga SST, en $\text{Kg}/\text{d} = 90.20 \text{ Kg}/\text{d}$

d) Carga SSF, en $\text{Kg}/\text{d} = (90.20 \text{ Kg}/\text{d} - 72.20 \text{ Kg}/\text{d}) = 18.00 \text{ Kg}/\text{d}$

e) Relación SSV/SST = $\frac{72.20 \text{ Kg}/\text{d}}{90.20 \text{ Kg}/\text{d}} = 0.80$

f) Carga de sólidos, en $\text{Kg}/\text{d}\cdot\text{m}^3$

$$\text{Carga sólidos} = \frac{90.20 \text{ Kg}/\text{d}}{56.00 \text{ m}^3} = 1.60 \text{ Kg}/\text{d}\cdot\text{m}^3 \quad (\text{Según Anexo A.73 debe de estar entre } 0.64 - 1.60)$$

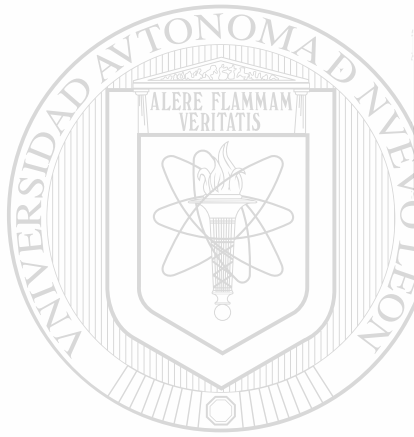
g) Concentración de SST/m³, lodo en peso %

$$\text{Concentración} = \frac{(90.20 \text{ Kg} / d)(100)}{(1.12 \text{ m}^3 / d)(1000)} = 8 \%$$

La bacteria a incluir en el Digestor Anaeróbico de Lodos es BI-CHEM 2008 utilizada comúnmente para la degradación de alto contenido de DQO, DBO y principalmente para la eliminación de los malos olores generados por el digestor anaeróbico.

La dosificación de esta bacteria es la siguiente:

Tabla No. 8.- Dosificación de las bacterias en el Digestor Anaeróbico de Lodos.



Día	Kg/d
1 - 2	16.00
3 - 4	6.50
5 - 7	3.50
8 - 30	1.25
30 - +	1.00

UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

7.4.11. Lechos de Secado

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



A.- Bases de diseño

- a) Volumen diario de lodos a digerir, en m³/d = 1.14 m³/d
- b) Concentración de SST/m³ lodo en peso = 8 %
- c) Concentración de SST/m³ lodo digerido en peso % = 8 %
- d) Volumen de lodos digeridos a secar (m³/d)

$$\text{Vol} = \frac{(1.14 \text{ m}^3 / d)(8\% \text{ en peso})}{8\% \text{ digerido}} = 1.14 \text{ m}^3/d$$

e) Volumen de lodos digeridos a secar, en $m^3/año$

$$\text{Vol.} = (1.14 \text{ m}^3/\text{d}) (365 \text{ d/año}) = 416.10 \text{ m}^3/\text{año}$$

f) Sólidos digeridos, base seca, en Kg/d:

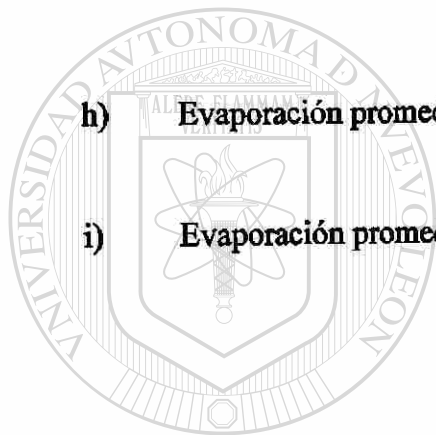
$$\text{Sólidos dig.} = (1.14 \text{ m}^3/\text{d}) (0.08) (1000) = 91.20 \text{ Kg/d}$$

g) Sólidos digeridos, base seca, en Ton/año:

$$\text{Sólidos dig} = \frac{(91.20 \text{ Kg} / \text{d})(365 \text{ d})}{1000 \text{ Kg} / \text{T}} = 33.30 \text{ Ton/año}$$

h) Evaporación promedio en un día: = 0.3 cm/d (Varía de 0.3 a 0.5 cm/d)
= 3.0 mm/d

i) Evaporación promedio en un año: (3.0 mm/d) (365 d/año) = 1095.00 mm/año



UANL

B.- Criterios y consideraciones de diseño

Carga de sólidos de lecho de secado, en $\text{Kg}/\text{m}^2\text{-año} = 58 \text{ Kg}/\text{m}^2\text{-año}$ [®]
Varía de 58.00 a 98.00 $\text{Kg}/\text{m}^2\text{-año}$ según Anexo A.74 para lodo primario y fango activado.

C.- Dimensionamiento

a) Area requerida por carga de sólidos, en m^2

$$\text{Area req} = \frac{(33.30 \text{ T} / \text{a})(1000)}{58.00 \text{ Kg} / \text{m}^2 - \text{a}} = 574.10 \text{ m}^2$$

b) Área requerida por desecado mediante evaporación, en m^2

$$\text{Área req} = \frac{(416.10 m^3 / a)(1000)}{1095.00 \text{ mm} / a} = 380.00 m^2$$

c) Área requerida que rige el diseño, en $m^2 = 574.10 m^2$

d) Dimensiones de la celda propuesta:

Largo = 20.00 m

Ancho = 10.00 m

Profundidad = 0.47 m

d) Área de la celda = $(20.00 \text{ m})(10.00 \text{ m}) = 200.00 m^2$

f) Número de celdas requeridas:

$$\text{No. celdas} = \frac{574.10 m^2}{200.00 m^2} = 2.87 \Rightarrow 3 \text{ celdas}$$

g) Número de baterías: 1 (1 batería con 3 lechos)

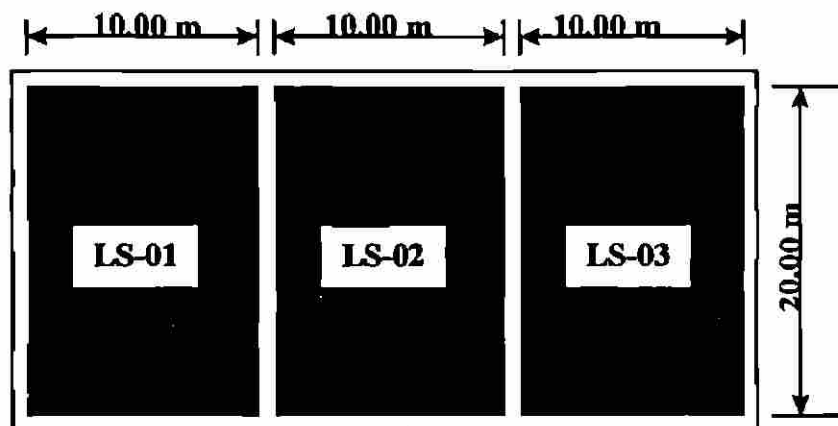


Fig. No. 34.- Dimensiones de los Lecho de Secado

7.4.12 Cámara de Contacto de Cloro

Tiempo de contacto de cloro = 30 minutos

$$Q = 225 \frac{L}{s} \times \left(\frac{1 m^3}{1000 L} \right) \left(\frac{60 s}{1 min.} \right) = 1.35 m^3 / min$$

Vol. útil del tanque = $1.35 m^3/min \times 30 min. = 40.5 m^3$

Largo = 5.125 m

Ancho = 3.00 m

$$\text{Profundidad útil} = \left(\frac{40.5}{5.125 \times 3} \right) = 2.65 m$$

B.L. = 1.15 m

Profundidad total = 3.8 m

DOSIS DE CLORO

De acuerdo a Anexo A.75, tenemos :

El cloro se utilizará para la evacuación (desinfección) del agua efluente del proceso de fangos activados; por lo tanto, la dosis varía de 2 - 8 mg/L se utilizará : $8 mg/L = 8 g/m^3$ para asegurar mejor la eliminación de bacterias y virus presentes en el efluente.

$$\text{Cantidad de cloro/d} = 8 g/m^3 \times 1944 m^3/d = 15552 g/d = 15.55 Kg/d$$

Capacidad del cilindro = 68 Kg

$$\text{Duración del cilindro} = \frac{68 Kg}{1555 Kg/d} = 4.4 d$$

$$\text{Cilindros por mes} = \frac{30 d}{4.4 d / cilindro} = 6.8 \text{ cilindros} \Rightarrow 7 \text{ cilindros /mes}$$

7.4.13 Tuberías

7.4.13.1 Tubería de Cárcamo de Entrada (CE-01) a Desarenador (DES-01).

Gasto (Q) = 22.5 L/s = 1350 L/min

Velocidad (V) = 2.84 m/s

Caída de presión = 0.722 bar

Diámetro (Ø) = 4"

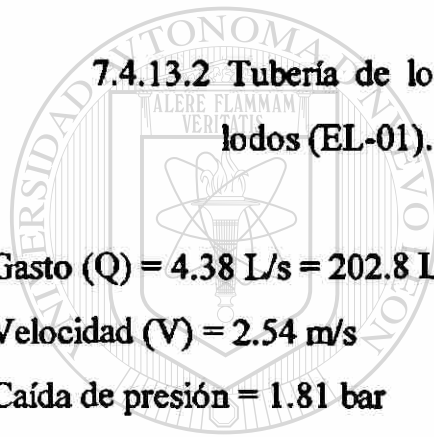
7.4.13.2 Tubería de lodos, del Clarificador Primario (CP-01) a Espesador de lodos (EL-01).

Gasto (Q) = 4.38 L/s = 202.8 L/min

Velocidad (V) = 2.54 m/s

Caída de presión = 1.81 bar

Diámetro (Ø) = 1/2" ⇒ 4"



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

7.4.13.3 Tubería de Cárcamo de Biotorre (CBT-01) a Biotorre (BT-01).

Gasto (Q) = 22.5 L/s = 1350 L/min

Velocidad (V) = 2.84 m/s

Caída de presión = 0.722 bar

Diámetro (Ø) = 4"

7.4.13.4 Recirculación de Cárcamo de Recirculación de la Biotorre (CRBT-01) a Biotorre (BT-01)

Gasto (Q) = 45 L/s = 2700 L/min

Velocidad (V) = 2.50 m/s

Caída de presión = 0.339 bar

Diámetro (Ø) = 6"

7.4.13.5 Tubería de lodos, de Clarifloculador (CF-01) a Espesador de Lodos (EL-01).

Gasto (Q) = 11.50 L/s = 690 L/min

Velocidad (V) = 2.45 m/s

Caída de presión = 0.759 bar

Diámetro (Ø) = 3" ⇒ 4"

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

7.4.13.6 Tubería de lodos, de Espesador de Lodos (EL-01) a Digestor Anaeróbico de Lodos (DAL-01).

Gasto (Q) = 0.07 L/s = 4.20 L/min

Velocidad (V) = 1.25 m/s

Caída de presión = 3.18 bar

Diámetro (Ø) = 1/4" ⇒ 4"

7.4.13.7 Tubería de lodos, de Digestor Anaeróbico de Lodos (DAL-01) a Lechos de Secado (LS-01, LS-02, LS-03).

$$\text{Gasto (Q)} = 0.013 \text{ L/s} = 0.80 \text{ L/min}$$

$$\text{Velocidad (V)} = 0.46 \text{ m/s}$$

$$\text{Caída de presión} = 0.726 \text{ bar}$$

$$\text{Diámetro } (\varnothing) = 1/8'' \Rightarrow 4''$$

7.4.13.8 Tubería de Clarifloculador (CF-01) a Cámara de Contacto de Cloro (CCC-01).

$$\text{Gasto (Q)} = 22.5 \text{ L/s} = 1350 \text{ L/min} = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Velocidad (V)} = 1.5 \text{ m/s}$$

$$\text{Área de tubería} = 0.015 \text{ m}^2$$

$$\text{Diámetro } (\varnothing) = \sqrt{\frac{(0.015 \times 4)}{\pi}} = 0.14 \text{ m} = 6''$$

7.4.13.9 Tubería de Cámara de Contacto de Cloro (CCC-01) a Tanque de Aguas Tratadas (TAT-01).

$$\text{Gasto (Q)} = 22.5 \text{ L/s} = 1350 \text{ L/min} = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Velocidad (V)} = 1.5 \text{ m/s}$$

$$\text{Área de tubería} = 0.015 \text{ m}^2$$

$$\text{Diámetro } (\varnothing) = \sqrt{\frac{(0.015 \times 4)}{\pi}} = 0.14 \text{ m} = 6''$$

7.4.13.10 Tubería de clarificado de Espesador de Lodos (EL-01) a Tanque Aireación y Contacto de Sólidos (TACS-01).

$$\text{Gasto (Q)} = 0.05 \text{ L/s} = 3 \text{ L/min} = 0.00005 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Velocidad (V)} = 1.5 \text{ m/s}$$

$$\text{Área de tubería} = 0.000033 \text{ m}^2$$

$$\text{Diámetro } (\varnothing) = \sqrt{\frac{(0.000033 \times 4)}{\pi}} = 0.06 \text{ m} = 2''$$

7.4.14 Bombas

7.4.14.1 Bomba BA-01 Y BA-01A, de Cárcamo de Entrada (CE-01) a Desarenador (DES-01)

$$\text{Gasto (Q}_B) = 22.5 \text{ L/s}$$

$$H_T = 10 \text{ m (considerando pérdidas)}$$

$$\text{HP} = \frac{(Q_B \times H_T)}{(\eta \times \varepsilon)} = \frac{(22.5 \text{ L/s} \times 10 \text{ m})}{(0.85 \times 76)} = 3.5$$

$$\text{HP}_{\text{inst}} = 1.35 \times 3.5 = 5$$

$$\text{HP}_{\text{Futuro}} = 10$$

7.4.14.2 Bomba BA-02 Y BA-02A, de Cárcamo de Biotorre (BT-01) a Biotorre (BT-01)

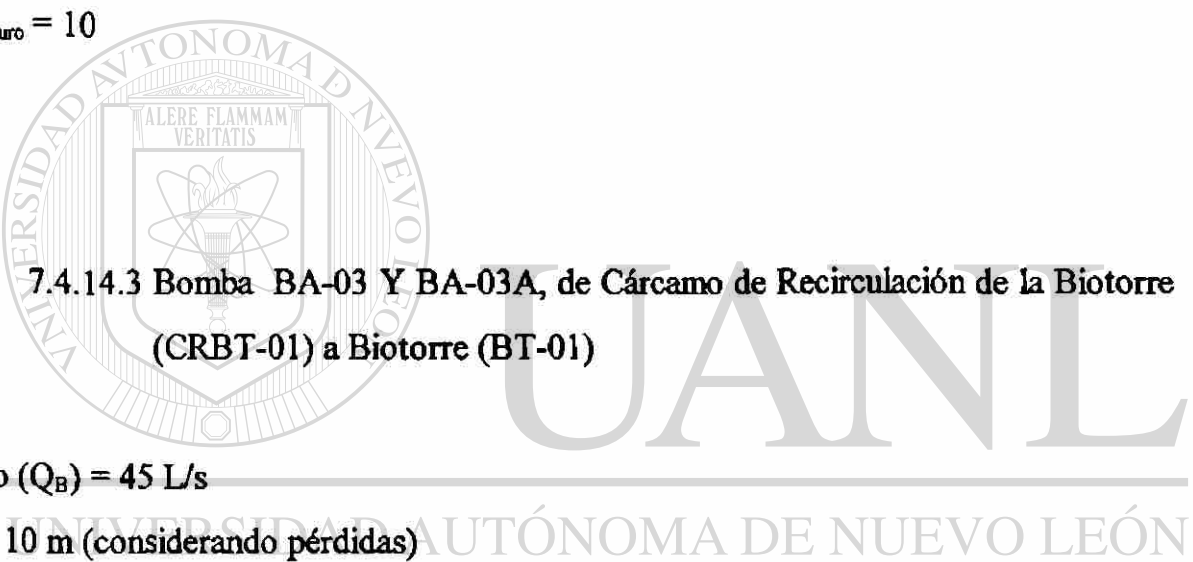
$$\text{Gasto } (Q_B) = 22.5 \text{ L/s}$$

$$H_T = 10 \text{ m (considerando pérdidas)}$$

$$HP = \frac{(Q_B \times H_T)}{(\eta \times \varepsilon)} = \frac{(22.5 \text{ L/s} \times 10 \text{ m})}{(0.85 \times 76)} = 3.5$$

$$HP_{\text{inst}} = 1.35 \times 3.5 = 5$$

$$HP_{\text{Futuro}} = 10$$



7.4.14.3 Bomba BA-03 Y BA-03A, de Cárcamo de Recirculación de la Biotorre (CRBT-01) a Biotorre (BT-01)

$$\text{Gasto } (Q_B) = 45 \text{ L/s}$$

$$H_T = 10 \text{ m (considerando pérdidas)}$$

$$HP = \frac{(Q_B \times H_T)}{(\eta \times \varepsilon)} = \frac{(45 \text{ L/s} \times 10 \text{ m})}{(0.85 \times 76)} = 7.0$$

$$HP_{\text{inst}} = 1.35 \times 7 = 10$$

$$HP_{\text{Futuro}} = 20$$

7.4.14.4 Bomba para Lodos BL-01 Y BL-01A, de Clarificador Primario (CP-01) a Espesador de Lodos (EL-01)

$$\text{Gasto } (Q_B) = 4.38 \text{ L/s}$$

$$H_T = 8 \text{ m (considerando pérdidas)}$$

$$HP = \frac{(Q_B \times H_T)}{(\eta \times \varepsilon)} = \frac{(4.38 \text{ L/s} \times 8 \text{ m})}{(0.85 \times 76)} = 0.54$$

$$HP_{\text{inst}} = 1.35 \times 0.54 = 1$$

7.4.14.5 Bomba para Lodos BL-02 Y BL-02A, de Clarifloculador (CF-01) a Espesador de Lodos (EL-01)

$$\text{Gasto } (Q_B) = 11.50 \text{ L/s}$$

$$H_T = 8 \text{ m (considerando pérdidas)}$$

$$HP = \frac{(Q_B \times H_T)}{(\eta \times \varepsilon)} = \frac{(11.5 \text{ L/s} \times 8 \text{ m})}{(0.85 \times 76)} = 1.50$$

$$HP_{\text{inst}} = 1.35 \times 1.50 = 2$$

7.4.14.6 Bomba para Lodos BL-03 Y BL-03A, de Espesador de Lodos (EL-01)
a Digestor Anaeróbico de Lodos (DAL-01)

$$\text{Gasto } (Q_B) = 5.83 \text{ m}^3/\text{día} = 0.07 \text{ L/s}$$

$$H_T = 8 \text{ m (considerando pérdidas)}$$

$$HP = \frac{(Q_B \times H_T)}{(\eta \times \varepsilon)} = \frac{(0.07 \text{ L/s} \times 8 \text{ m})}{(0.85 \times 76)} = 0.10$$

$$HP_{\text{inst}} = 1.35 \times 0.10 = 0.15 \Rightarrow 0.50$$

7.4.14.7 Bomba para Lodos BL-04 Y BL-04A, de Digestor Anaeróbico de
Lodos (DAL-01) a Lechos de Secado (LS-01, LS-02, LS-03)

$$\text{Gasto } (Q_B) = 1.14 \text{ m}^3/\text{d} = 0.013 \text{ L/s}$$

$$H_T = 8 \text{ m (considerando pérdidas)}$$

$$HP = \frac{(Q_B \times H_T)}{(\eta \times \varepsilon)} = \frac{(0.013 \text{ L/s} \times 8 \text{ m})}{(0.85 \times 76)} = 0.10$$

$$HP_{\text{inst}} = 1.35 \times 0.10 = 0.15 \Rightarrow 0.50$$

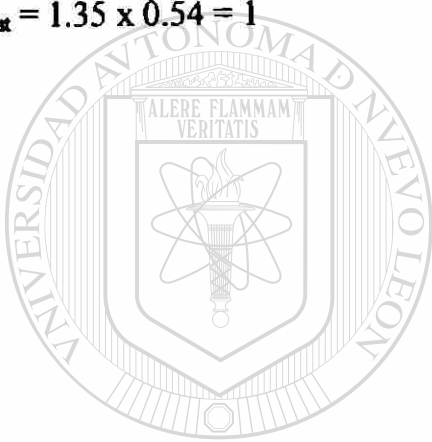
7.4.14.8 Bomba para Lixiviados BLX-01 Y BLX-01A, de Cárcamo de Lixiviados (CLX-01) a Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos (TACS-01)

$$\text{Gasto } (Q_B) = 4.38 \text{ L/s}$$

$$H_T = 8 \text{ m (considerando pérdidas)}$$

$$HP = \frac{(Q_B \times H_T)}{(\eta \times \varepsilon)} = \frac{(4.38 \text{ L/s} \times 8 \text{ m})}{(0.85 \times 76)} = 0.54$$

$$HP_{\text{inst}} = 1.35 \times 0.54 = 1$$



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

7.5.- Narración del proceso

FASE LÍQUIDA.-

El agua residual sanitaria proveniente del drenaje, cae al **Cárcamo de Bombeo (CE-01)** de la entrada de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales con un Gasto de 45 L/s. El tiempo de retención dentro del **Cárcamo de Bombeo CE-01** es de 30 minutos por lo que las dimensiones de dicho **Cárcamo CE-01** son: Largo = 5.20 m, Ancho = 5.20 m, Profundidad hidráulica = 3.00 m, Bordo Libre = 2.93 m (Ver plano correspondiente).

Se bombea el agua a través de las Bombas de alimentación **BA-01** y **BA-01A** (una en funcionamiento y otra en receso) hacia el canal con rejillas **RJ-01**, **RJ-02**, y el Canal Desarenador **DES-01**, donde se eliminan las partículas gruesas, las cuales son retiradas manualmente, cuando el canal respectivo del Desarenador **DES-01** requiera mantenimiento y se utilice el canal adjunto.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Después, el agua residual llega por gravedad al Clarificador Primario **CP-01**, que presenta una eliminación de sólidos suspendidos totales del 50%, este tanque es de forma rectangular: de Largo = 9.00 m, de Ancho = 2.25 m, de Profundidad hidráulica = 3.00 m, de Bordo Libre = 0.886 m (Ver plano correspondiente); el tanque cuenta con un sistema de rastras, las cuales llevan los lodos hasta una tolva donde son depositados. El flujo de lodos que se extrae es de 4.38 L/s con una velocidad de succión de 0.6 m/s y un tiempo de purga de 10 minutos. Los lodos son extraídos por las bombas de lodos **BL-01** y **BL-01A** hasta el **Espesador de lodos EL-01** de la planta.

El efluente del Clarificador Primario CP-01 pasa por gravedad a través de un canal, de 0.30 m de altura por 0.30 m de ancho, hasta el Cárcamo de Bombeo de la Biotorre CBT-01 el cual fue diseñado para un gasto de 45 L/s, que es el gasto total futuro esperado. El tiempo de retención en el tanque es de 30 minutos, para lo cual son suficientes las siguientes dimensiones: Largo = 5.20 m, Ancho = 5.20 m, Profundidad hidráulica = 3.00 m, Bordo Libre = 1.538 m (Ver plano correspondiente).

Se bombea entonces el agua residual hasta la Biotorre BT-01, a través de las Bombas de alimentación BA-01 y BA-01A, conduciendo el agua hasta la parte superior DE LA Biotorre y aspersándola mediante una tubería perforada. La Biotorre cuenta con un medio plástico, para fijar la biomasa. En la Biotorre se tiene una eficiencia de remoción de la DBO soluble en el efluente del 69%. Las dimensiones de la Biotorre son: Largo = 8.55 m, Ancho = 8.55 m, Altura de bioempaquete = 3.35 m, Altura total = 3.80 m. El efluente de la Biotorre llega a través de su bajo dren, consistente en un canal de 30 x 30 cm y por gravedad hasta el Cárcamo de Recirculación de la Biotorre CRBT-01, el cual se diseñó para un gasto total de 90 L/s, 45 L/s de flujo total a futuro, más la recirculación que es de 45 L/s ($Q_d + 1$), lo cual requiere un tanque de: Largo = 7.35 m, Ancho = 7.35 m, Profundidad hidráulica = 3.00 m, Bordo Libre = 1.21 m (Ver plano correspondiente). De aquí el agua es bombeada, en un 50% hasta el Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos TACS-01 y el otro 50% pasa a la recirculación, en dirección a la Biotorre BT-01, para mantener en condiciones de desarrollo la biocapa bacteriana, se utilizan unas Bombas de alimentación BA-03 y BA-03A que fueron diseñadas para un $Q = 45$ L/s en cada una de ellas.

El tiempo de retención en el Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos TACS-01 es de 30 minutos, por lo que el tanque tiene las siguientes dimensiones: Largo = 7.30 m, Ancho = 3.70 m, Profundidad hidráulica = 3.00 m, Bordo Libre = 0.50 m, para

tener un volumen útil hidráulico de 41.1 m^3 . Los requerimientos de oxígeno son los necesarios para la bioxidación de la materia orgánica y para la nitrificación, que en nuestro caso es de $130 \text{ Kg O}_2/\text{d}$. El flujo de aire necesario considerando el OTE (Oxygen Transferency Efficiency) es de $95.35 \text{ ft}^3/\text{min}$, según cálculo. El número de difusores que se han de colocar en el Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos TACS-01 es de 56, con un diámetro de $7 \frac{1}{2}$, un flujo por difusor de $2 \text{ ft}^3/\text{min}$, la marca elegida sería **DIFFUSED GAS TECHNOLOGY INC., Modelo FBP-775**. El soplador para suministrar el aire en el tanque de aireación tendrá una capacidad de $111.59 \text{ ft}^3/\text{min}$, la potencia en el soplador sería de 6.8 H.P., la marca sería **DUROFLOW, Modelo 3004 (30 SERIES), PSIG:8, 3550 R.P.M.** La DBO en la entrada al TACS-01 es de 34.3 mg/L .

El Clarifloculador CF-01, recibirá el efluente del Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos TACS-01. La tasa de flujo de diseño del Clarifloculador CF-01 es de 2.0 m/h , para asegurar una concentración de SST de 10 mg/L en el efluente. El tiempo de retención en el tanque es de 2.4 h y las dimensiones del tanque son: Diámetro = 25' (7.62 m), Profundidad hidráulica = 14' (4.30 m), Bordo Libre = 0.60 m. La cantidad de lodos formados en el tanque es de 46.1 Kg/d SST y 36.85 Kg/d SSV de fango activado. El flujo de lodo recirculado al Tanque de Aireación y Contacto de Sólidos TACS-01 es de 11.25 L/s , y la purga de lodos de la línea de retorno es de $18.5 \text{ m}^3/\text{d}$. Tanto el lodo de recirculación al TACS-01 como el lodo de purga llega por gravedad hasta la Cámara de Contacto de Cloro CCC-01, en la cual habrá un tiempo de contacto de cloro gas de 30 minutos para tener un volumen útil de 40.5 m^3 , con las siguientes dimensiones: Largo = 5.125 m, Ancho = 3.00, Profundidad útil = 2.65 m, Bordo Libre = 1.15 m. La dosis de cloro que se emplea en el sistema de cloración es de 8 mg/L . Para asegurar mejor la eliminación de las bacterias y los virus presentes en el efluente, se utilizan 7 cilindros por mes, de capacidad total de 68 Kg.

Una vez desinfectada el agua llega por gravedad hasta el Tanque de Aguas Tratadas TAT-01 que tiene un tiempo de retención de 12 horas y las dimensiones del tanque son: Largo = 15.00 m, Ancho = 15.00 m, Profundidad hidráulica = 4.60 m, Bordo Libre = 0.50 m. El agua se utilizará para riego de jardines de ornato urbano y será el fraccionamiento el encargado de suministrar e instalar el sistema de riego que se quiera emplear, así como el bombeo desde el Tanque de Aguas Tratadas TAT-01.

FASE SÓLIDA.-

Los lodos que entran al Espesador de lodos EL-01, provenientes del Clarificador Primario CP-01 y del Clarifloculador CF-01, producen una carga de SST al Espesador de 90.95 Kg/d y un flujo de mezcla de lodos de 5.83 m³/d. El diámetro del espesador es de 2.00 m y el área del mismo es de 3.00 m². El flujo de retorno del clarificado al TACS-01 es de 4.69 m³/d (0.05 L/s) y el flujo de lodos biológicos espesos son bombeados a través de las Bombas de lodos BL-03 y BL-03A al Digestor Anaeróbico de Lodos DAL-01. El clarificado del espesador se envía por gravedad al TACS-01 en el flujo mencionado anteriormente.

El Digestor Anaeróbico de Lodos DAL-01 tiene un tiempo de retención de 49 días para un flujo de lodos de 1.14 m³/d, lo cual nos resulta un volumen útil de 56.00 m³, mas un compartimiento para el almacenamiento de lodo. Las dimensiones del Digestor Anaeróbico son: Largo = 9.50 m, Ancho = 2.10 m, Altura = 2.80 m, Bordo Libre = 0.40 m, el compartimiento para almacenamiento de lodos es de Largo = 1.20 m, Ancho = 2.10 m, Altura = 3.20 m.

El tipo de bacteria a emplear en este Digestor Anaeróbico tiene como clave de identificación comercial BI-CHEM 2008 AN, la cual es una bacteria ideal para lograr la degradación de alto contenido de DQO, DBO y, principalmente, la eliminación de malos olores generados por el Digestor Anaeróbico. La dosificación para esta bacteria, con este flujo es de:

Día	Kg/d
1 - 2	16.00
3 - 4	6.50
5 - 7	3.50
8 - 30	1.25
30 - +	1.00

Una vez digeridos los lodos, éstos son enviados a los Lechos de secado LS-01, LS-02 y LS-03, para su deshidratación y secado. El volumen de lodos digeridos a secado por año es de 416.10 m³. Los sólidos digeridos de base seca es de 91.20 Kg/d. Para el diseño de los Lechos de secado se tomó en cuenta el área requerida por carga de sólidos y por evaporación. Rigió para el diseño el área por carga de sólidos de 574.10 m² por 380.00 m² por evaporación. Se obtuvo una batería con tres lechos de secado, cuyas dimensiones respectivas son: Largo = 20.00 m, Ancho = 10.00 m, Profundidad de lecho = 0.47 m. Los lodos secos son recogidos y retirados mediante un carrito de carga, el cual llevará los lodos hasta el camión que los transportará hasta poderlos aprovechar como fertilizante.

CAPITULO VIII

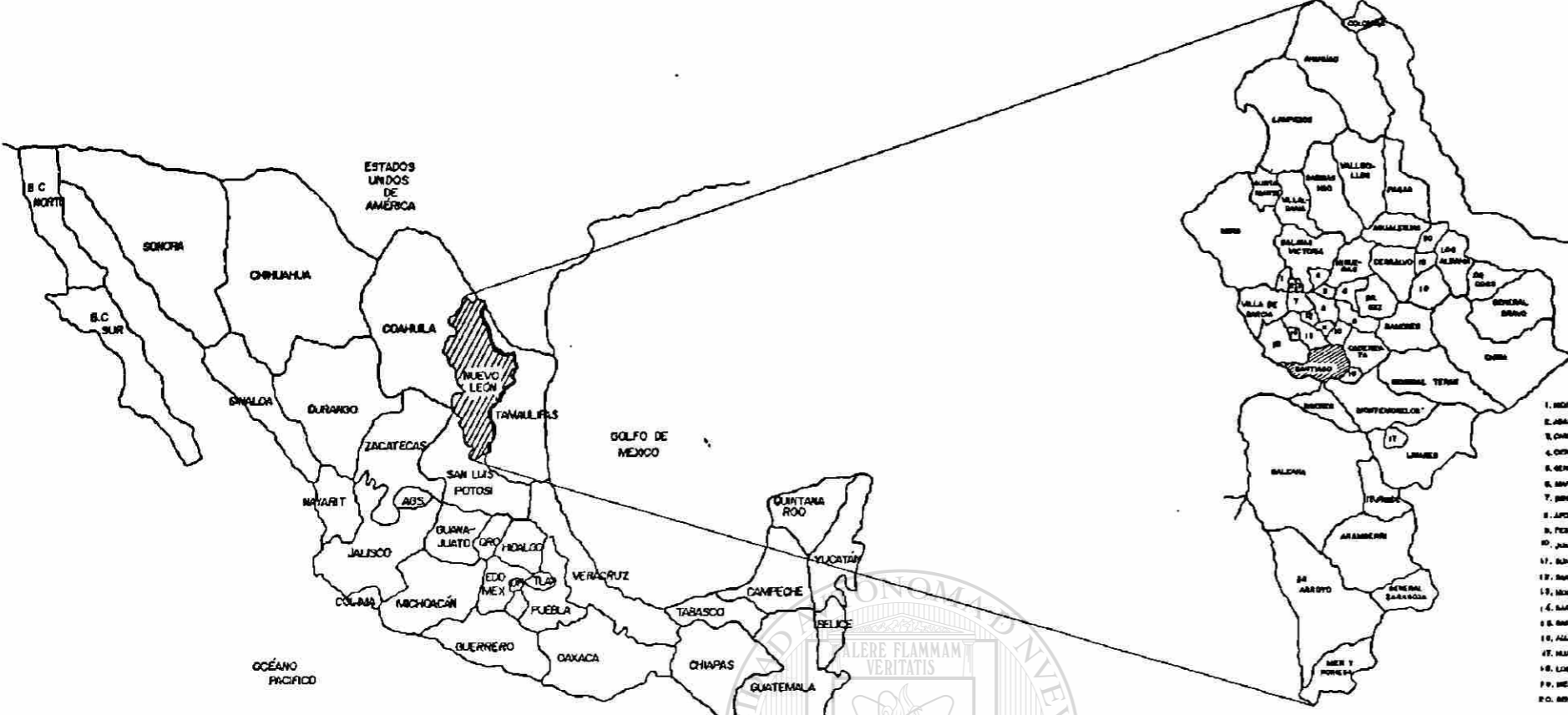
PLANOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



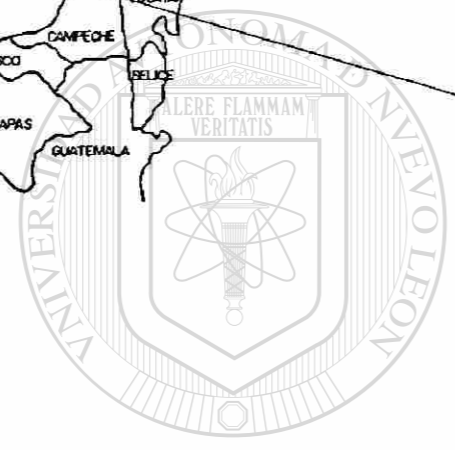
LOCALIZACIÓN DEL ESTADO EN LA REPUBLICA MEXICANA



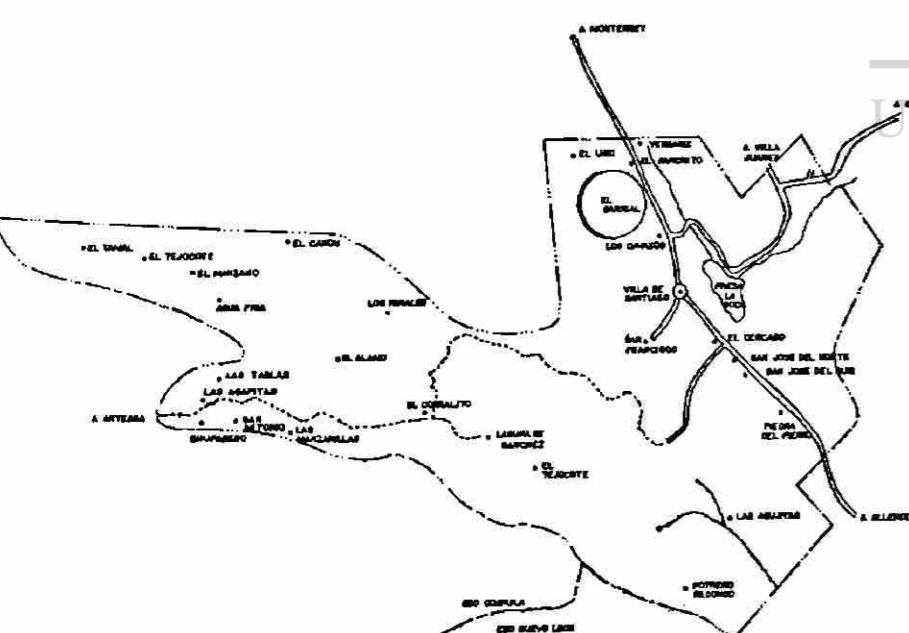
LOCALIZACIÓN DEL MUNICIPIO EN EL ESTADO DE NUEVO LEÓN

PLANO DE UBICACIÓN

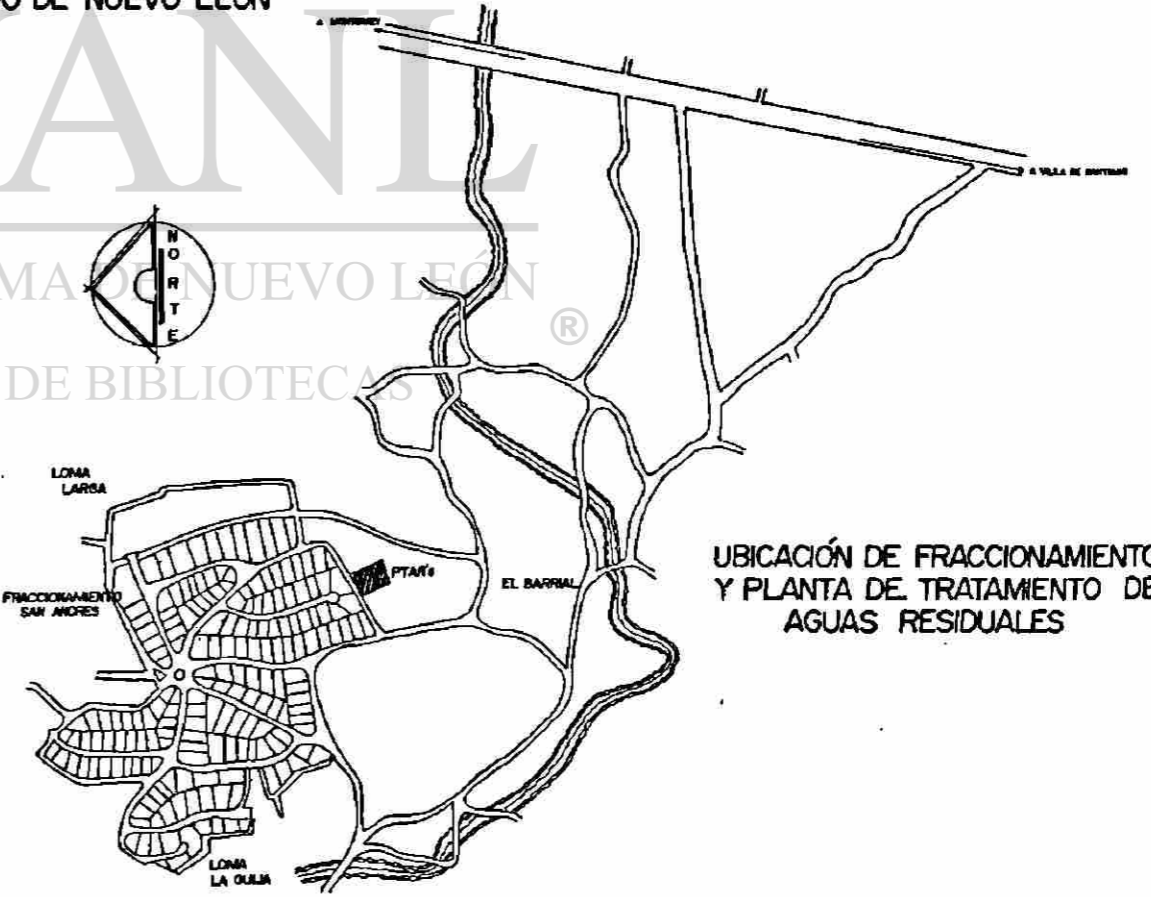
1. MONTERREY
2. SAN NICOLÁS DE LOS RÍOS
3. GUADALUPE
4. GENERAL DE FLORES
5. GENERAL SÁENZ
6. SAN PEDRO
7. GENERAL GONZÁLEZ
8. ACAPULCO
9. FLORES
10. SAN JUAN
11. SAN ANTONIO
12. SAN NICOLÁS DE LOS RÍOS
13. MONTERREY
14. SANTA ANA
15. SANTA CATARINA
16. SAN ANTONIO
17. SAN ANTONIO
18. SAN ANTONIO
19. SAN ANTONIO
20. SAN ANTONIO



UANL
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

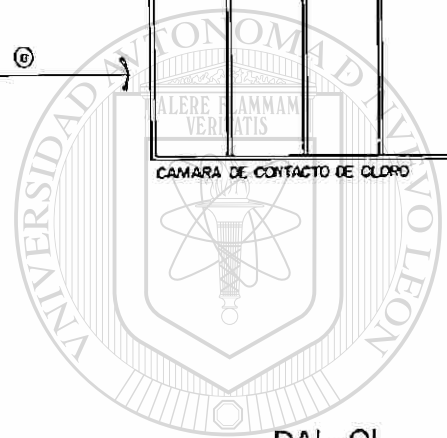
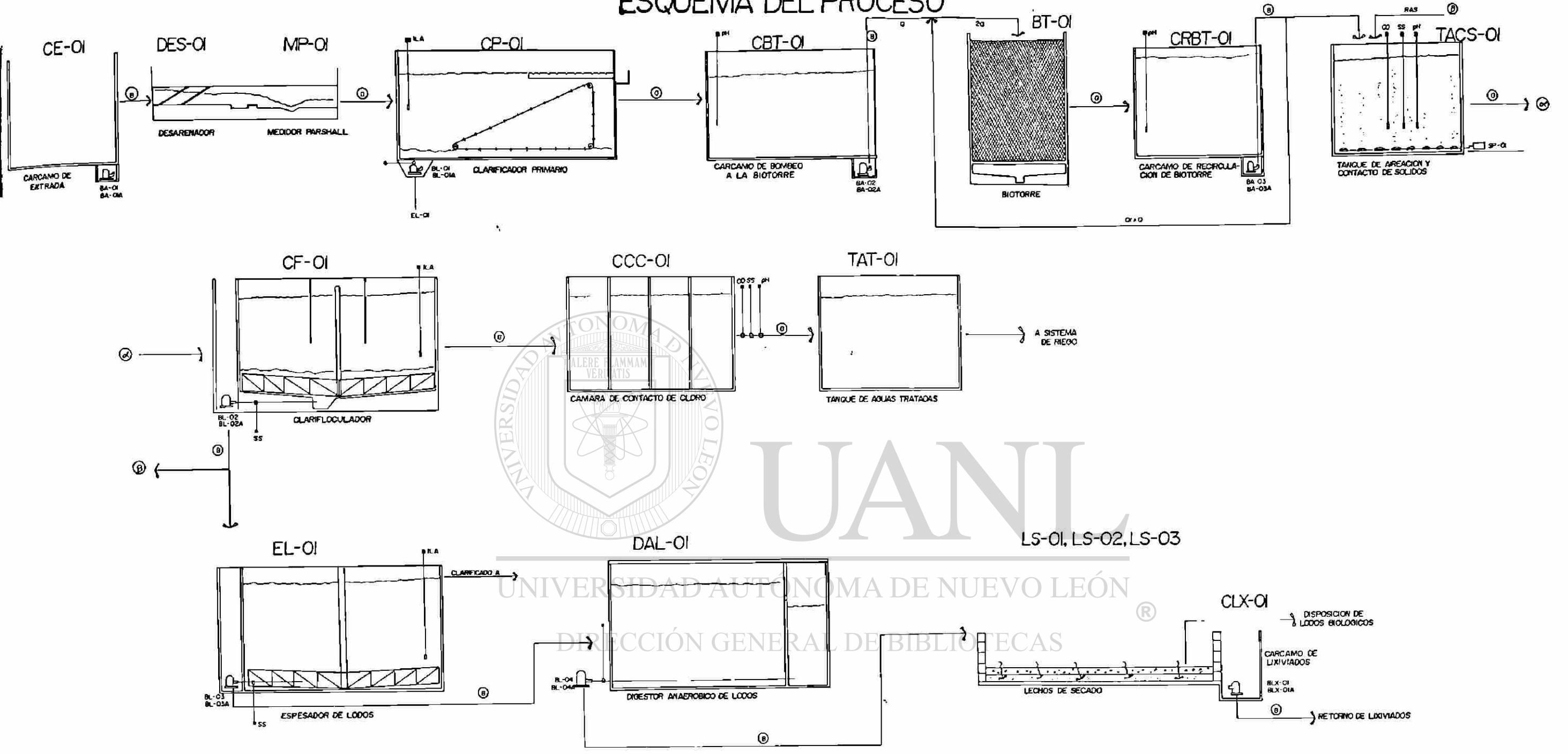


UBICACIÓN EN EL MUNICIPIO DE VILLA DE SANTIAGO



UBICACIÓN DE FRACCIONAMIENTO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

ESQUEMA DEL PROCESO



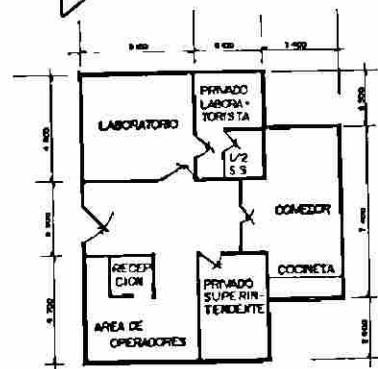
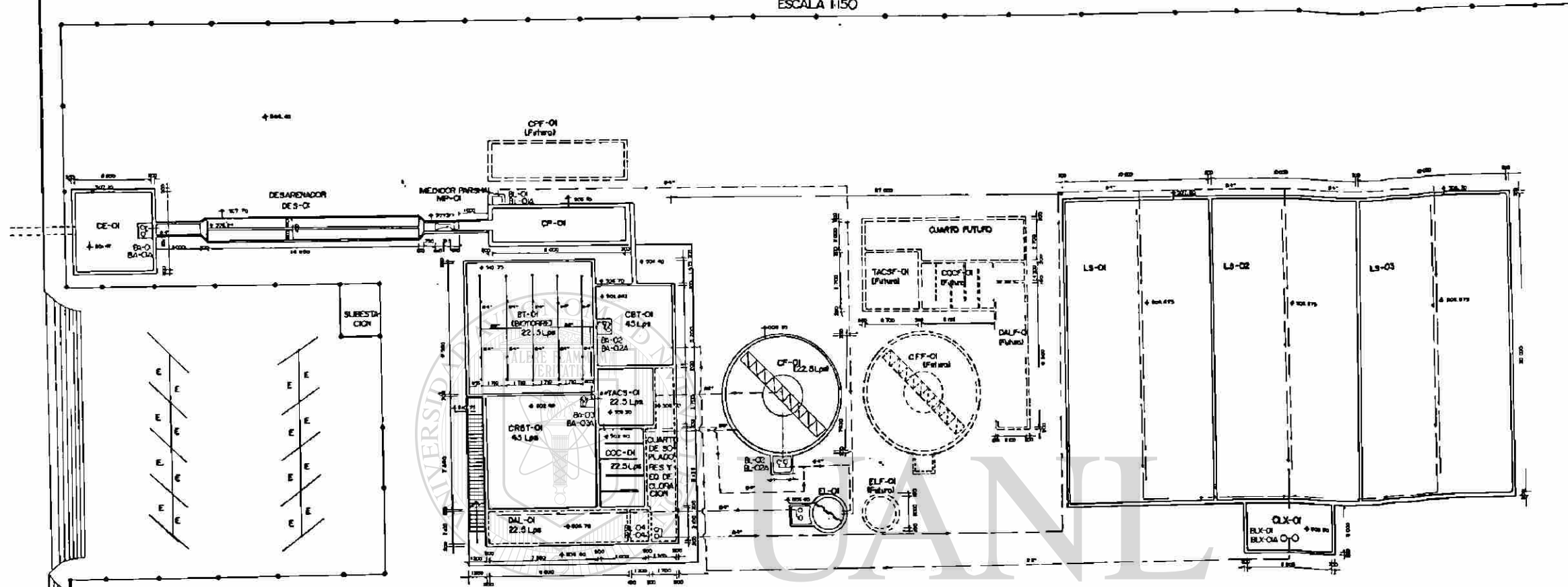
UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



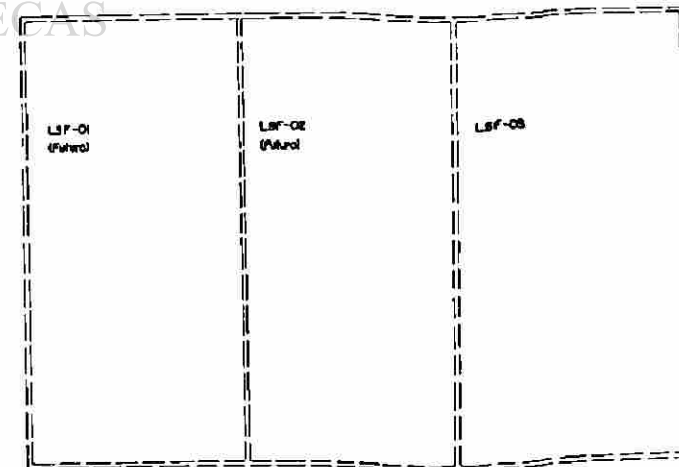
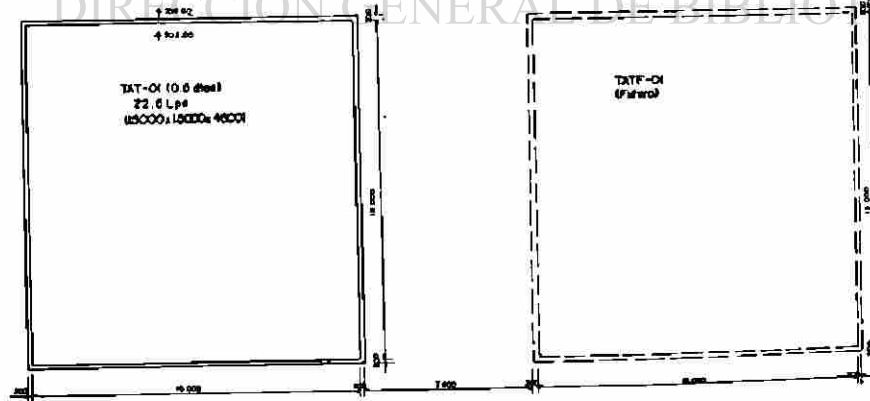
ARREGLO GENERAL PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

ESCALA 1:50

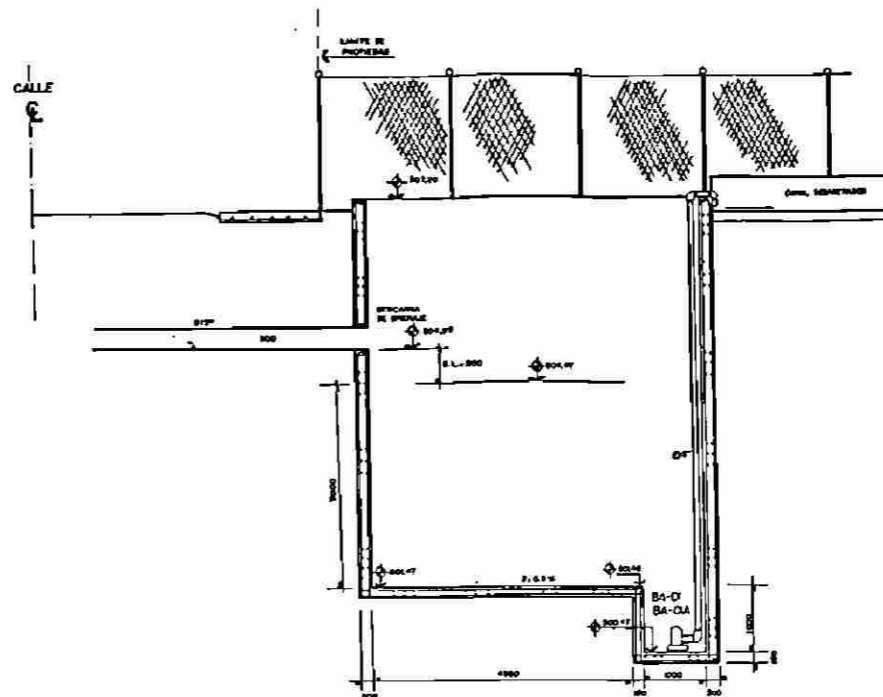
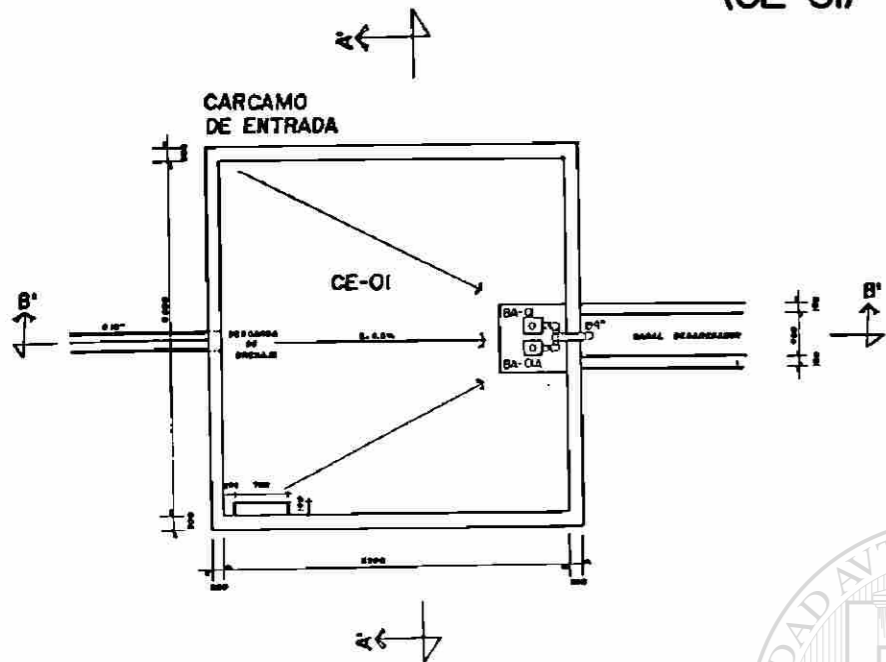


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

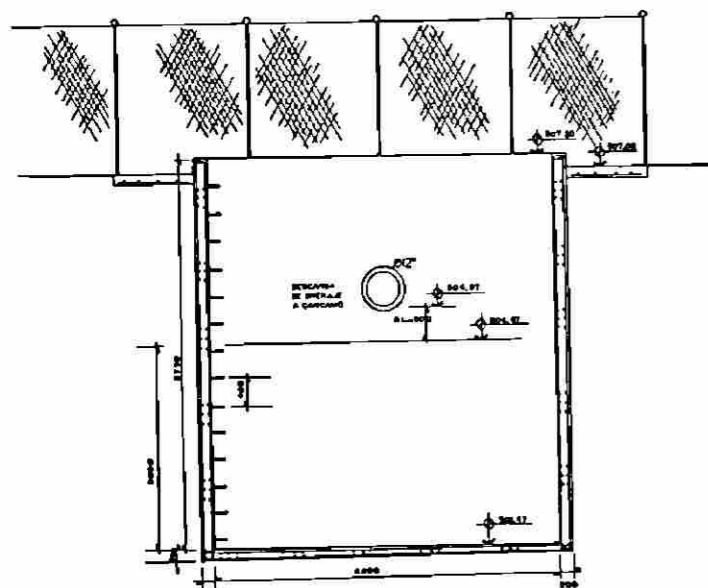
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



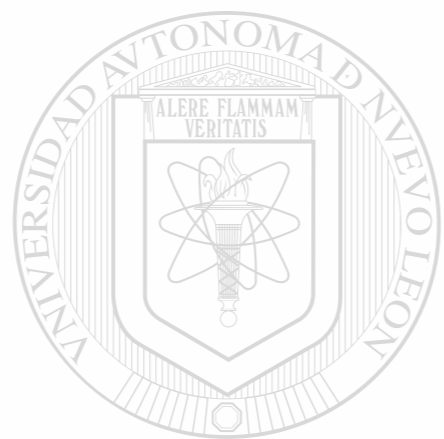
**CARCAMO DE ENTRADA
(CE-01)**



**SECCION B'-B'
CARCAMO DE ENTRADA
CE-01**

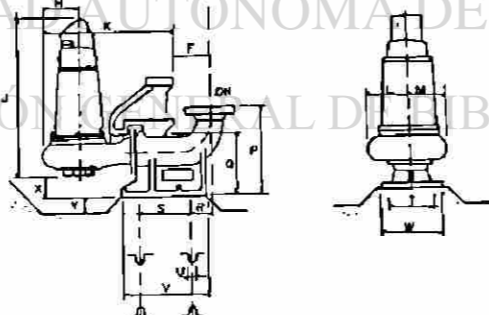


**SECCION A'-A'
CARCAMO DE ENTRADA
CE-01**



UANL

**BOMBAS DE ALIMENTACION
BA-01 Y BA-01A
(INICIAL)**



DIMENSIONES (MM)

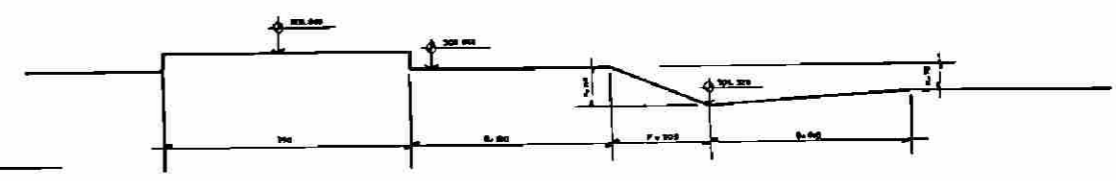
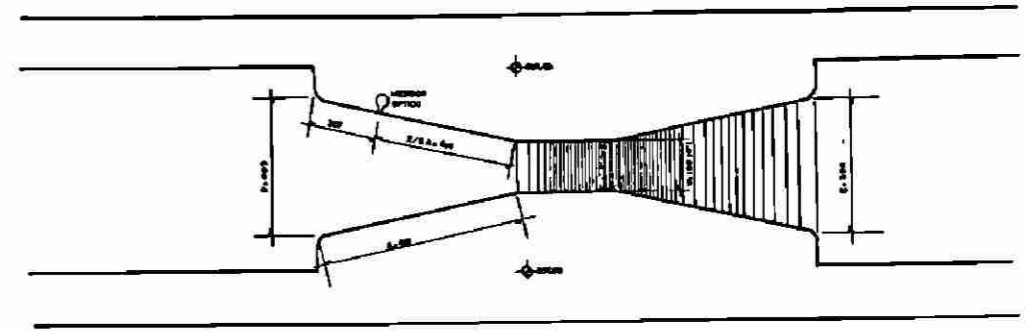
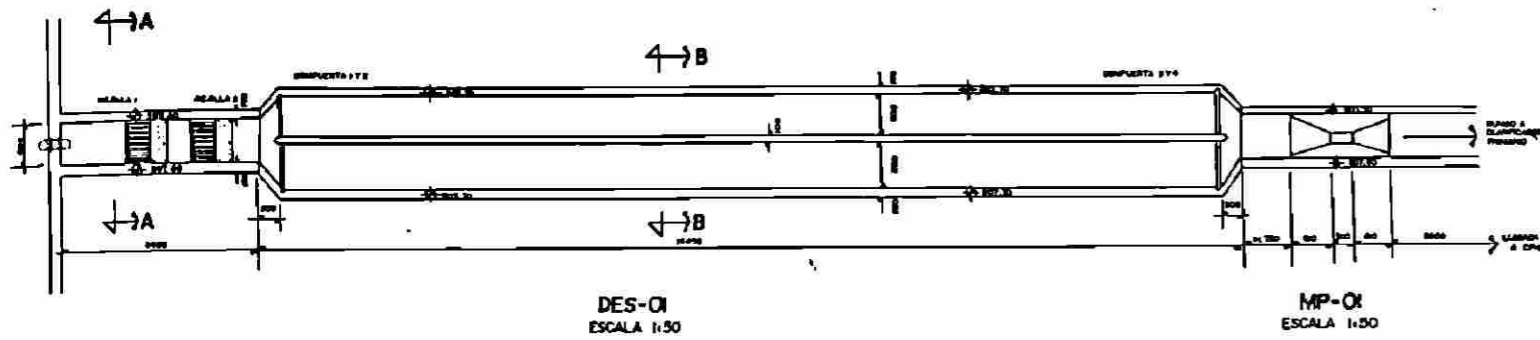
F = 225	Rh96
H = 217	S = 250
J = 675	T = 250
K = 139	U = 23
L = 251	V = 390
M = 177	W = 300
N = 200	X = 105
P = 450	Y = 0
Q = 381	

MARCA: FLYGT
MODELO: CP3/27LT
N.P.: 10
R.P.M.: 1450
MOTOR: 5.9 KW
PESO APROX.: 190 KG

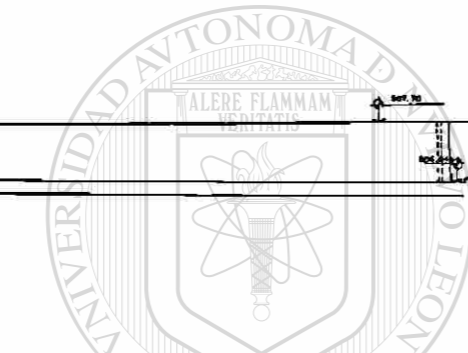
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCION GENERAL DE BIBLIOTECAS

DESARENADOR Y MEDIDOR PARSHALL



PLANTA Y SECCION TRANSVERSAL
MEDIDOR PARSHALL
ESCALA 1:10

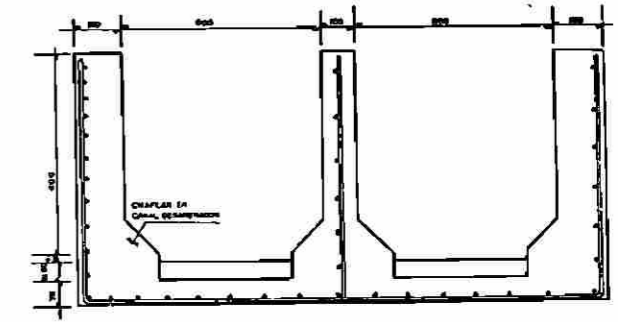
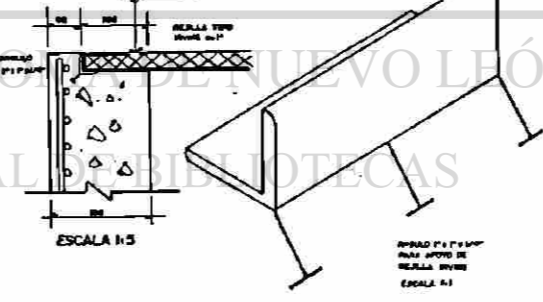
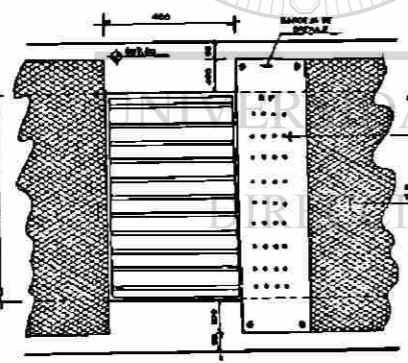
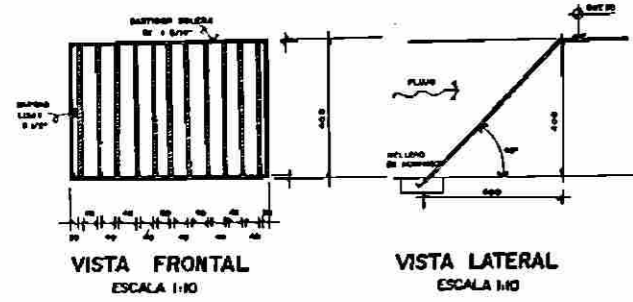


UANL

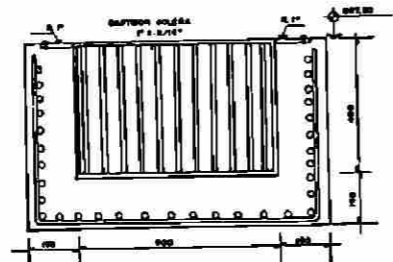
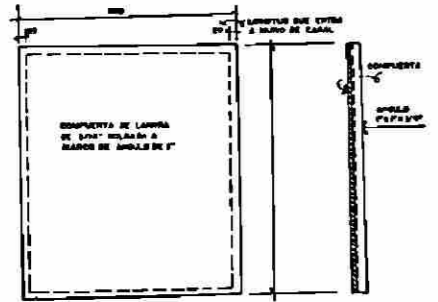
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
BIBLIOTECA GENERAL DE BIBLIOTECAS

VISTA PLANTA
ESCALA 1:10

DETALLE DE APOYO
DE REJILLA IRVING



SECCION B-B
ESCALA 1:10

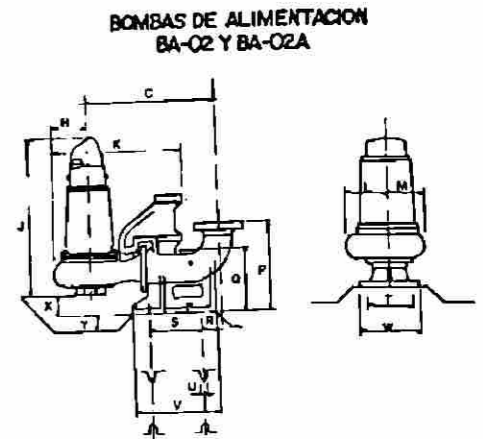
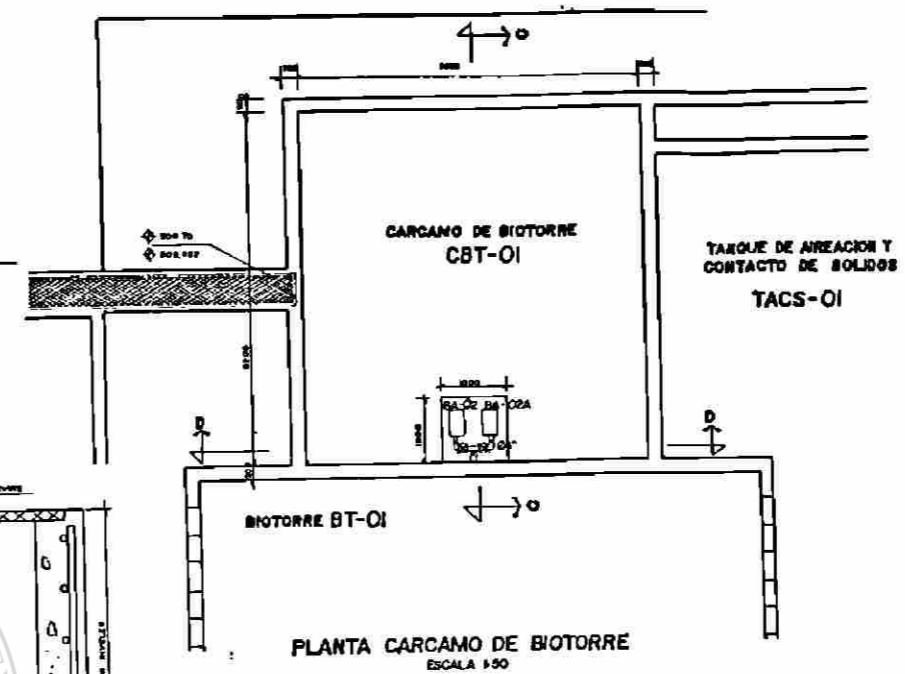
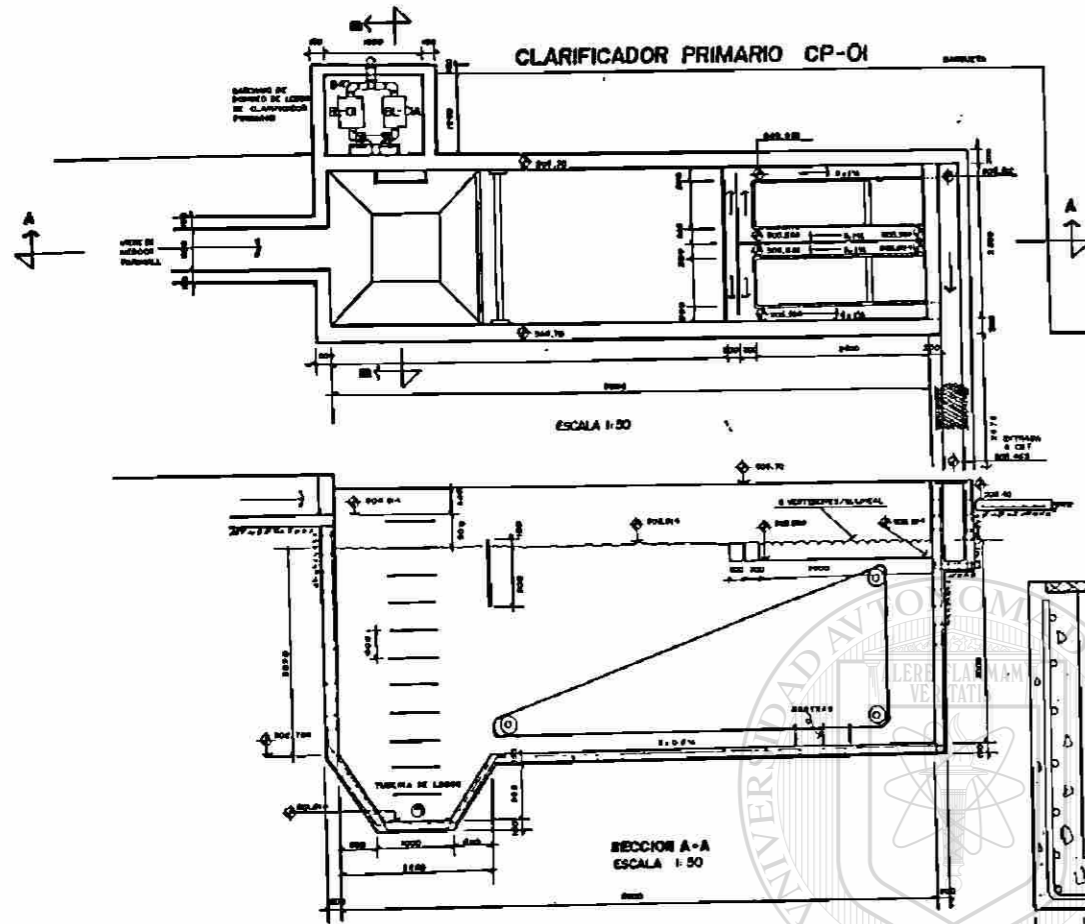


SECCION A-A

- NOTAS:
1. MATERIALES:
 - a. CONCRETO $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 - b. ACERO DE REFUERZO $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$
 - c. PLATELA DE CONCRETO $f_c = 1000 \text{ kg/cm}^2$
 2. UTILIZAR CERRAJES DE ACABADO APERTAS DE ALPESINERAS VIDUOLIN
 3. REJILLA IRVING ANCHO 2.00 m
 4. TIRAS Y PLATAFORMAS COMPUESTAS DE CANTO DE 50 mm AL APOYO
 5. BARRILLAS DE CANTO ANCHO DE UTILIZACION DE 70x100 mm
 6. EL CONCRETO DEBE LABORARSE EN UN LABORATORIO APTO
 7. SE DEBE HACER UN PLAN DE CONTROL DE CALIDAD PARA EL MONITOREO DE LA CALIDAD DEL CONCRETO
 8. LAS TOLERANCIAS DE EJECUCION SON LAS NORMAS PERMISIVAS INDICADAS EN TABLA

CLARIFICADOR PRIMARIO (CP-01)

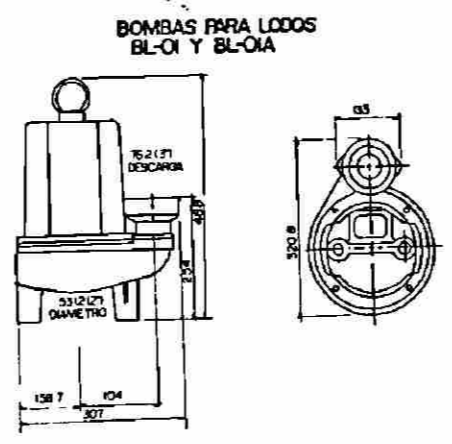
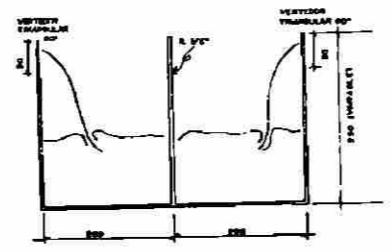
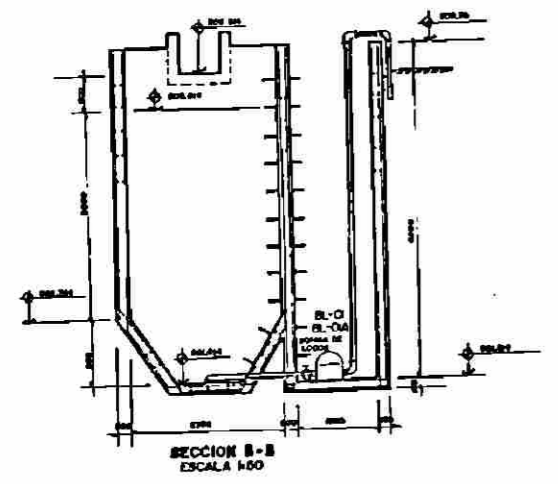
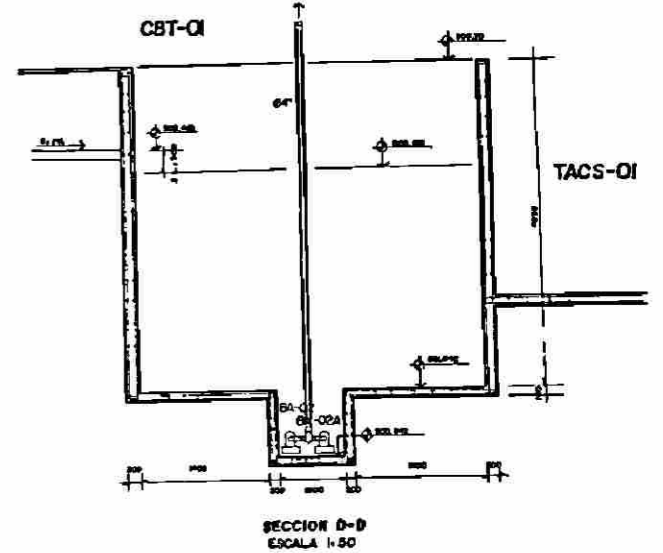
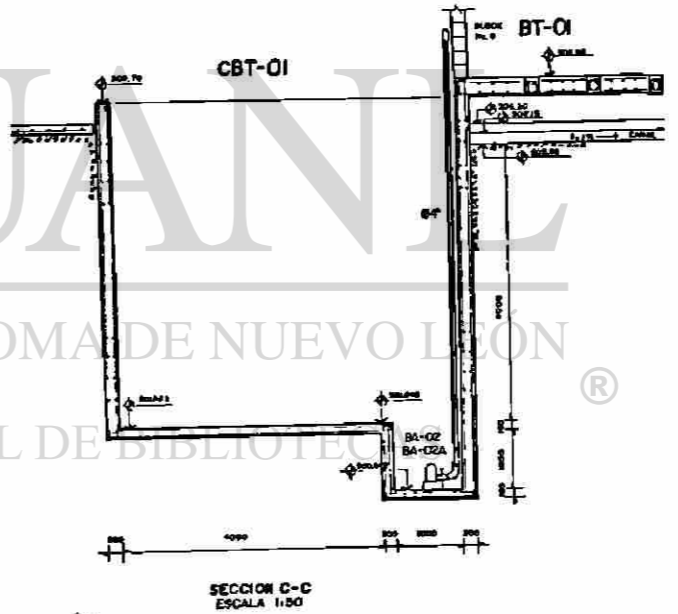
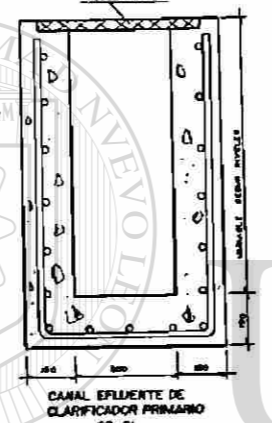
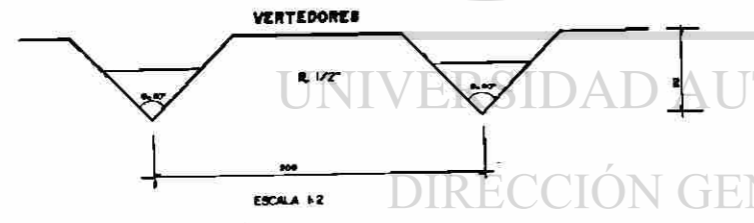
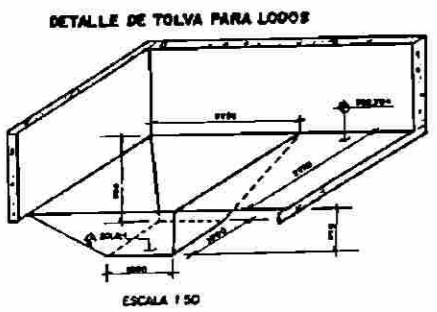
CARCAMO DE BIOTORRE (CBT-01)



DIMENSIONES EN MM

C: 806	R: 85
M: 217	S: 250
J: 673	F: 250
K: 734	U: 23
L: 25	V: 390
P: 450	W: 310
O: 38	X: 105
M: 177	Y: 0

MARCA: FLYGT
 MODELO: CP 327LT
 H.P.: 10HP
 R.P.M.: 1450
 MOTOR: 5.9KW
 PESO APROX: 150 kg



MARCA: BARNES BARNESA

MODELO: 33E-101

TAMANO DESCARGA: 5"

PASO DE ESFERA: 2"

H.P.: 1750

MOTOR (FUSION): 5

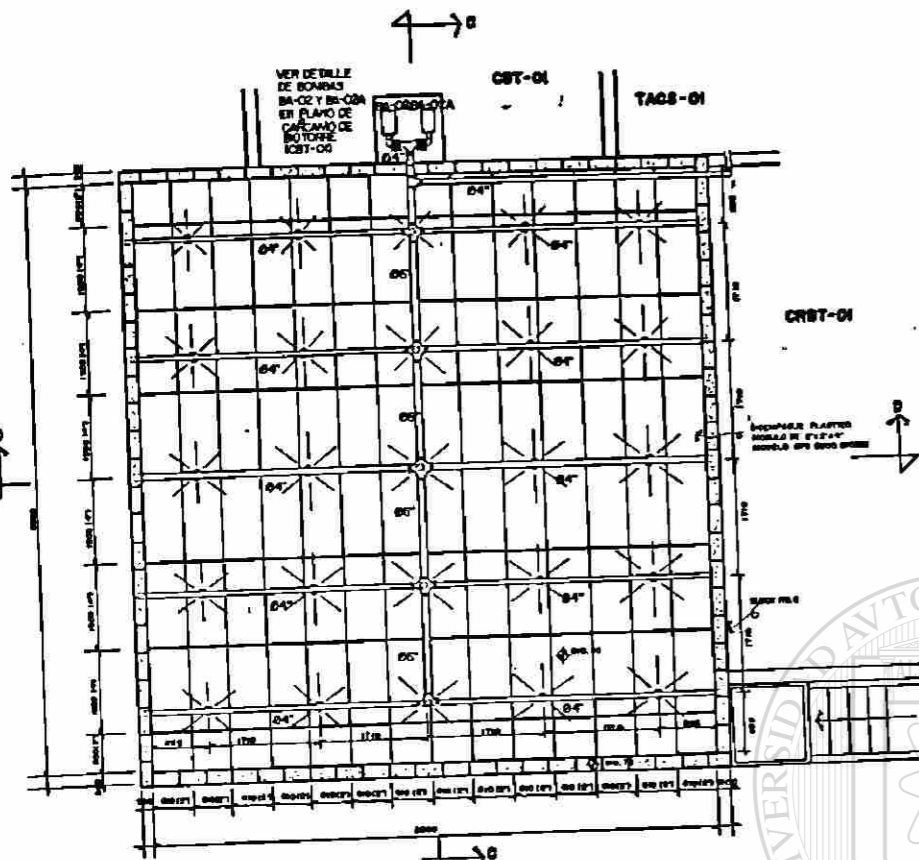
VOLTS: 220

MAX AMP: 17.2

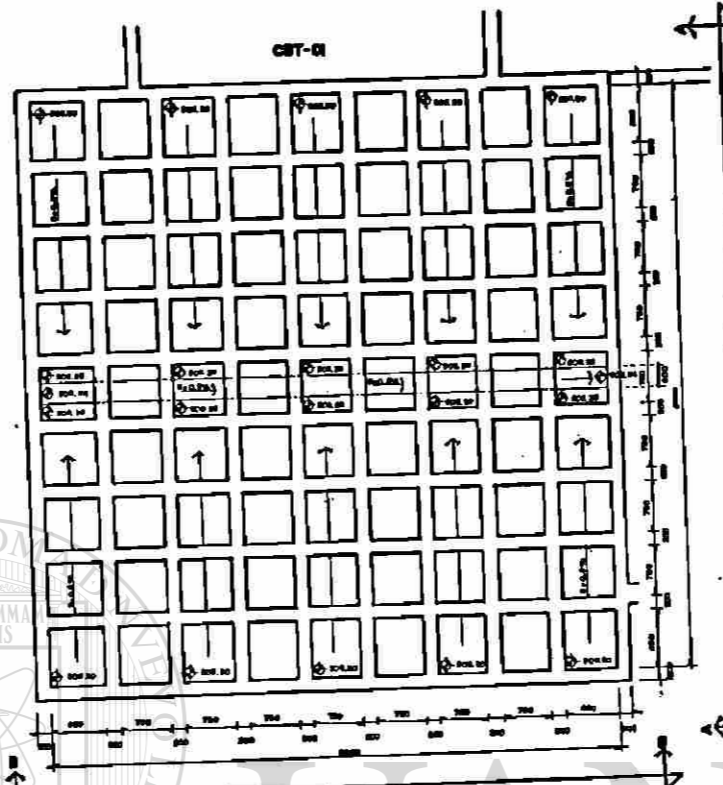
PESO APROX: 38kg

BIOTORRE BT-01

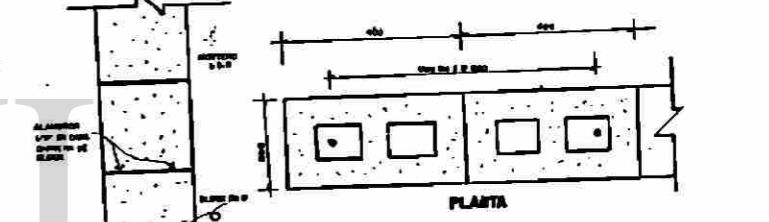
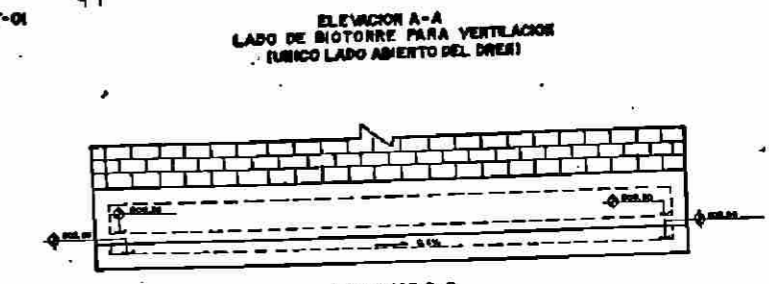
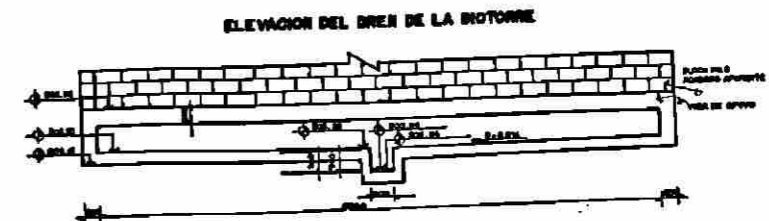
VER DETALLE DE BOMBAS BA-02 Y BA-03A EN PLANO DE CARGANDO DE BIOTORRE (CST-01)



PLANTA BIOTORRE BT-01
LACOMODO DE BIOEMPAQUE I
ESCALA 1:50



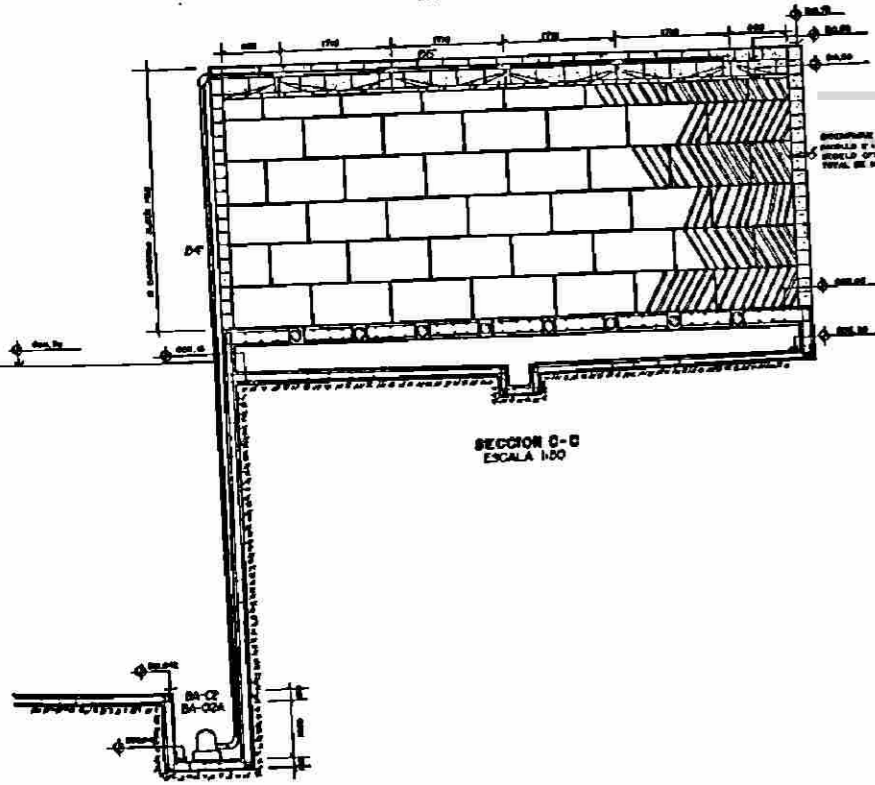
PLANTA DREN DE BIOTORRE
(LOSA FONDO Y VISAS DE APOYO)
ESCALA 1:50



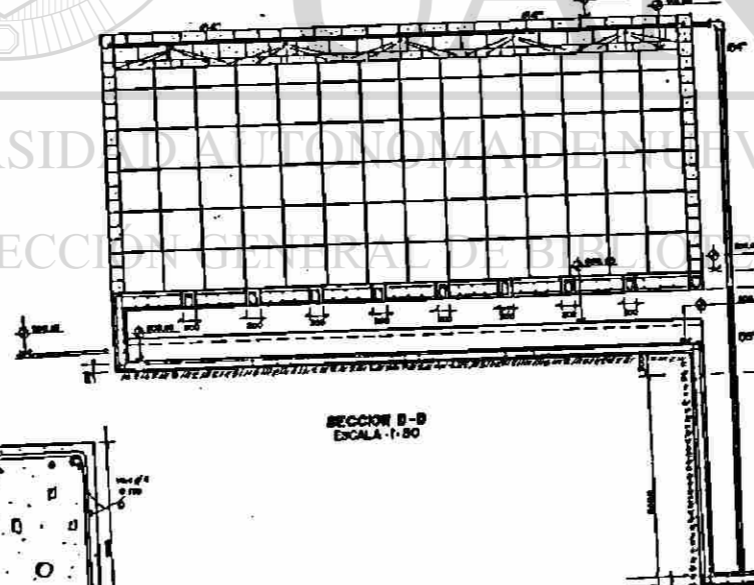
PLANTA



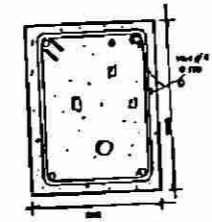
DETALLE DE MUROS EN BIOTORRE



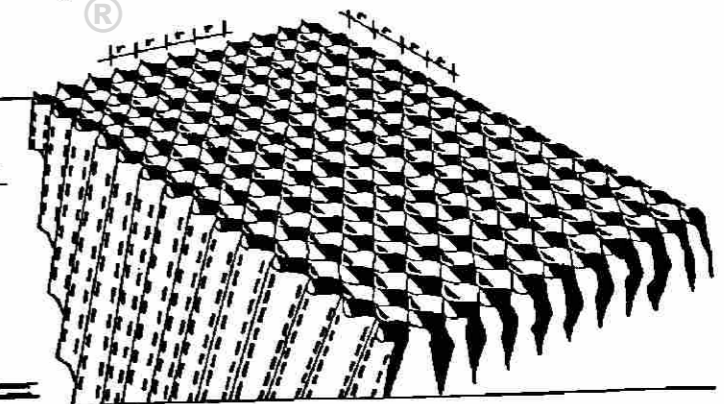
SECCION C-C
ESCALA 1:50



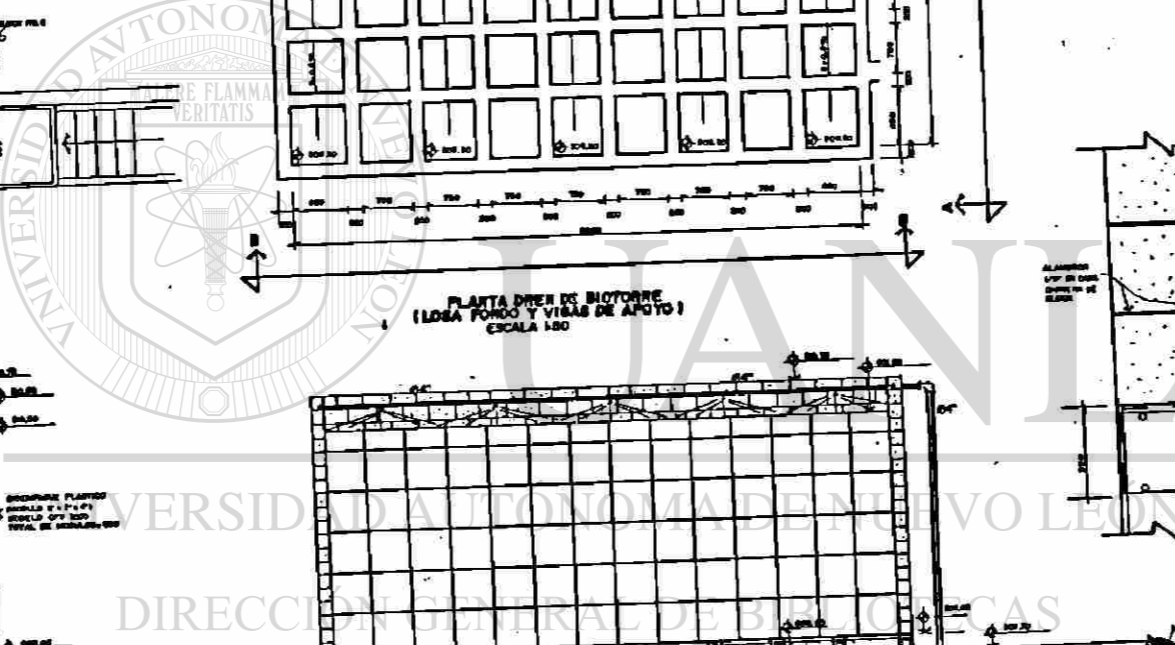
SECCION B-B
ESCALA 1:50



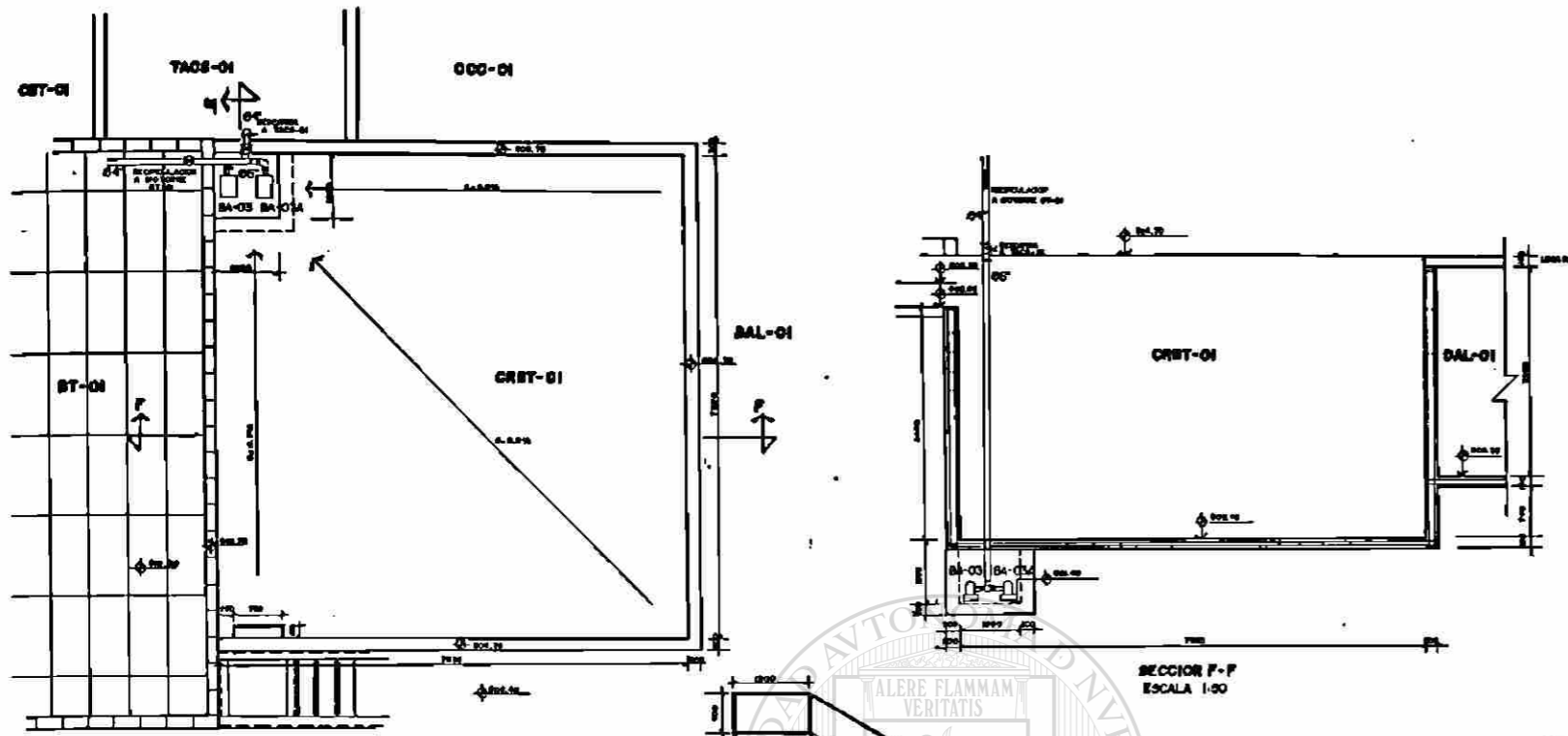
VISAS DE APOYO DE BIOEMPAQUE
ESCALA 1:8



BIOEMPAQUE BIODEK
MÓDULOS A BASE DE HOJAS SINTÉTICAS CORRUGADAS DE PVC
(MÓDULOS DE 2' DE ANCHO x 4' DE LARGO x 2' DE ALTURA)

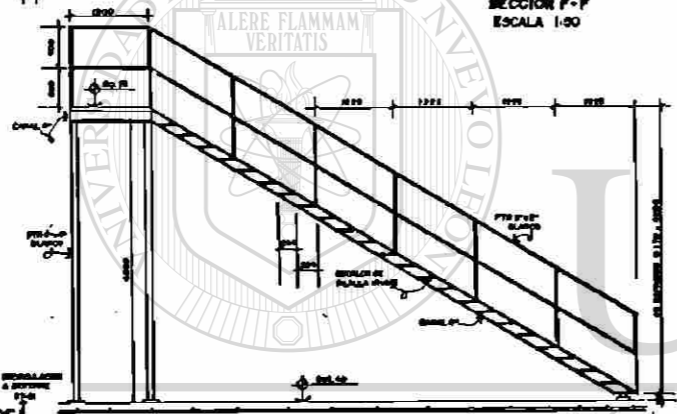


**CARCAMO DE RECIRCULACION DE LA BIOTORRE
CRBT-01**

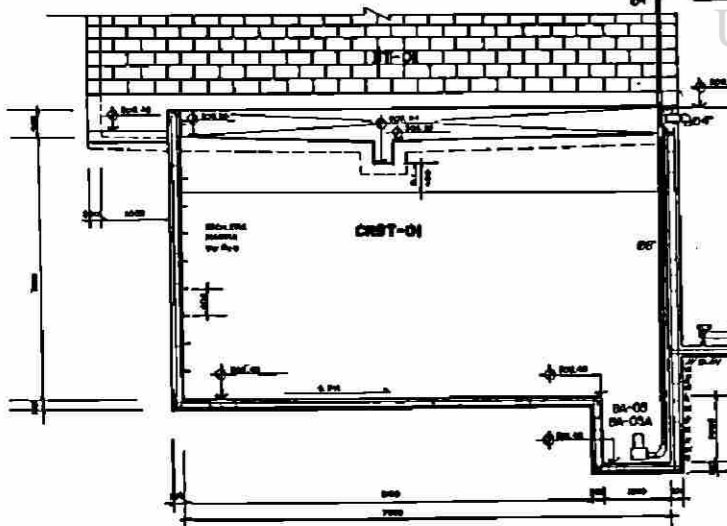


PLANTA DE CARGAMO DE RECIRCULACION DE LA BIOTORRE (CRBT-01) ESCALA 1:50

SECCION F-F ESCALA 1:50

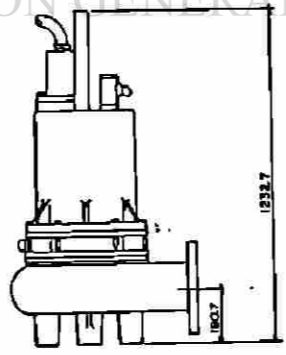


ESCALERA DE ACCESO A BIOTORRE BT-01 ESCALA 1:50

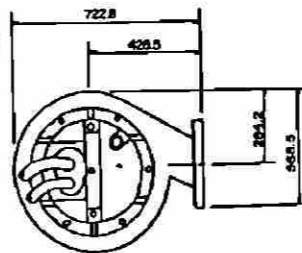


SECCION E-E ESCALA 1:50

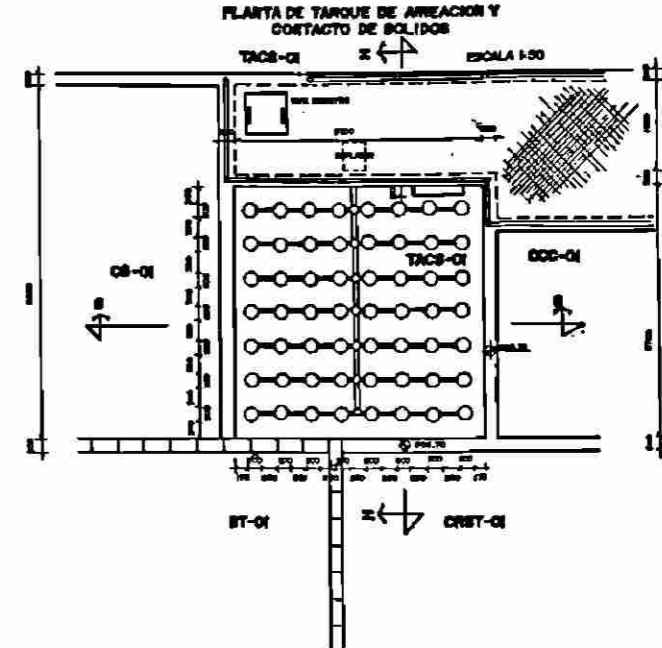
**BOMBA DE ALIMENTACION
BA-03 Y BA-03A**



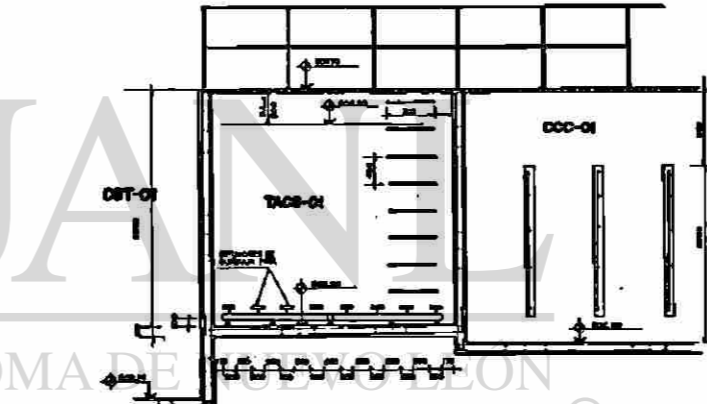
MARCA: BARNES BARNESA
 MODELO: BSE24034L
 FASES: 3
 HP: 25
 R.P.M.: 1700
 PESO (KG): 42



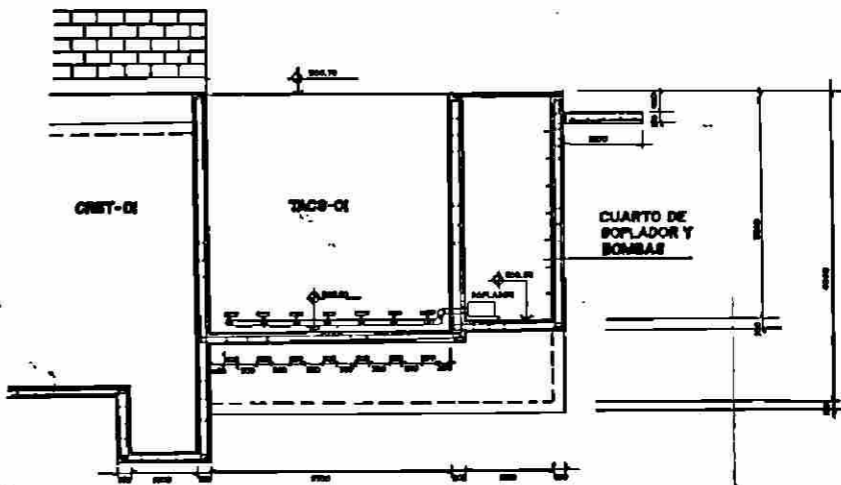
**TANQUE DE AIREACION Y CONTACTO DE SOLIDOS
TACS-01**



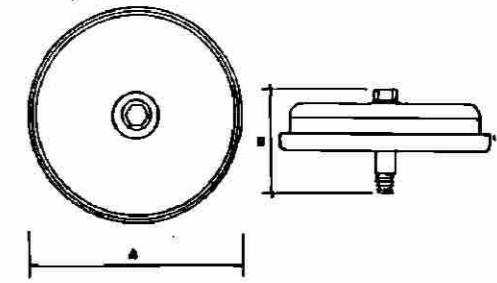
PLANTA DE TANQUE DE AIREACION Y CONTACTO DE SOLIDOS ESCALA 1:50



SECCION B-B ESCALA 1:50



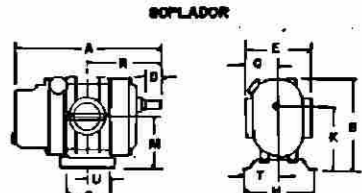
SECCION H-H ESCALA 1:50



DIFUSORES DE BUBBLIA FIBRA

CERAMIC DOME SERIES	THREAD	A	B	FLOW RANGE (CFM)
FSP-775	1/4"	7 1/2"	3 3/4"	0.5 - 2.0

DIFUSORES: BUBBLIA FIBRA VERMILION INC. MODELO: FSP-775 ANCHURA: 3 3/4" ALTURA: 7 1/2" PUNTO: 1 CFM 1000 GPM/HR

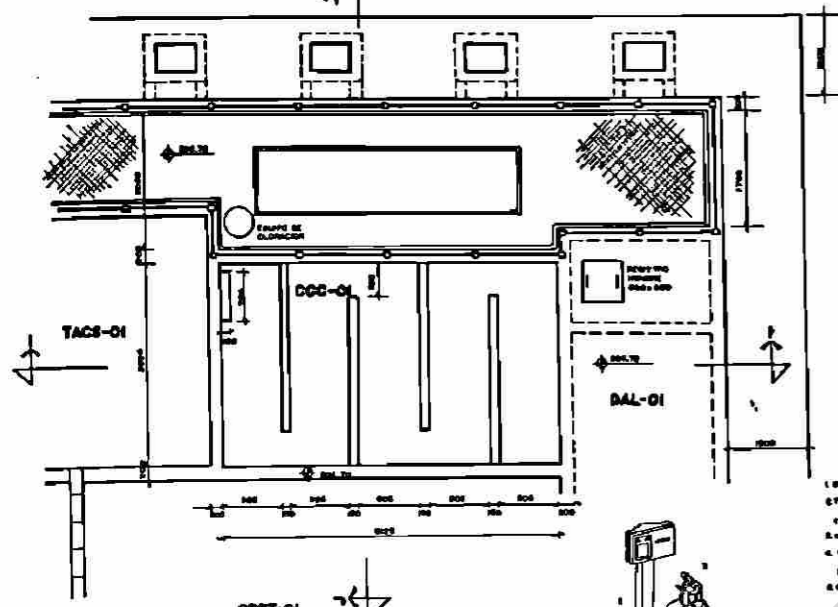


SOPLADOR

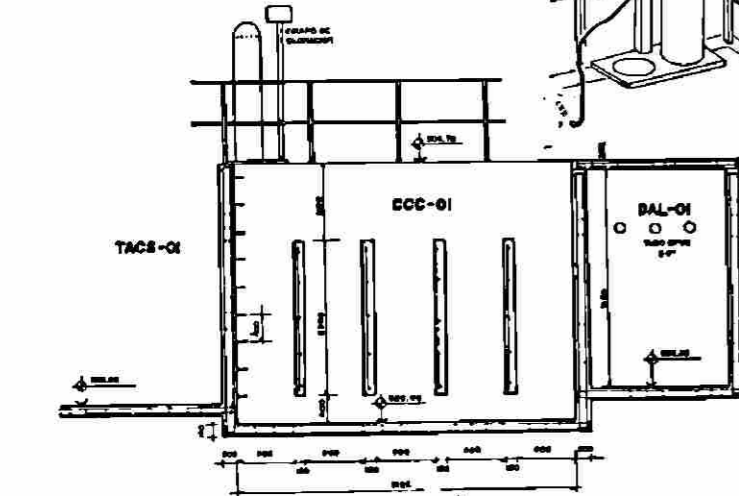
ESPECIFICACIONES
 MARCA: DUROFLOW
 MODELO: 3004 (30 SERIES)
 CFM: 125.00
 PSI: 8
 R.P.M.: 4000
 HP: 8.8 HP

DIMENSIONES
 A= 18.64" (472.66 mm)
 B= 8.62" (219.38 mm)
 D= 2.00" (50.80 mm)
 E= 8.62" (219.38 mm)
 G= 4.00" (101.60 mm)
 H= 8.00" (203.20 mm)
 K= 8.00" (203.20 mm)
 M= 8.58" (218.02 mm)
 N= 8.30" (210.96 mm)
 Q= 4.31" (109.47 mm)
 T= 4.80" (121.92 mm)
 U= 2.00" (50.80 mm)

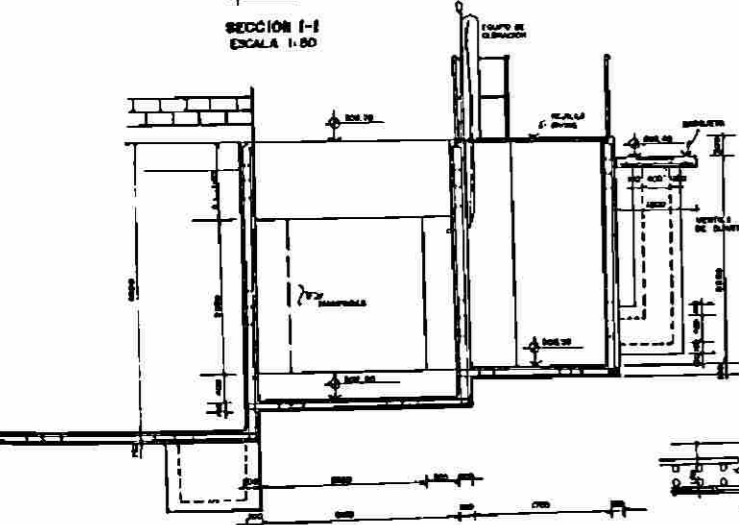
CAMARA DE CONTACTO DE CLORO (CCC-01)



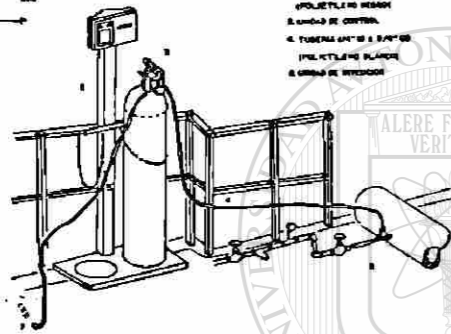
PLANTA CAMARA DE CONTACTO DE CLORO (CCC-01) ESCALA 1:50



SECCION I-I ESCALA 1:50

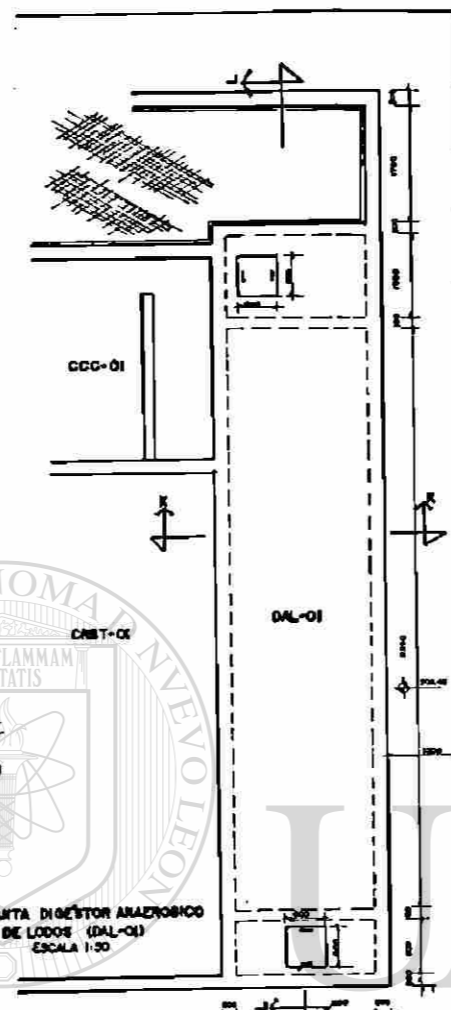


SECCION J-J ESCALA 1:50

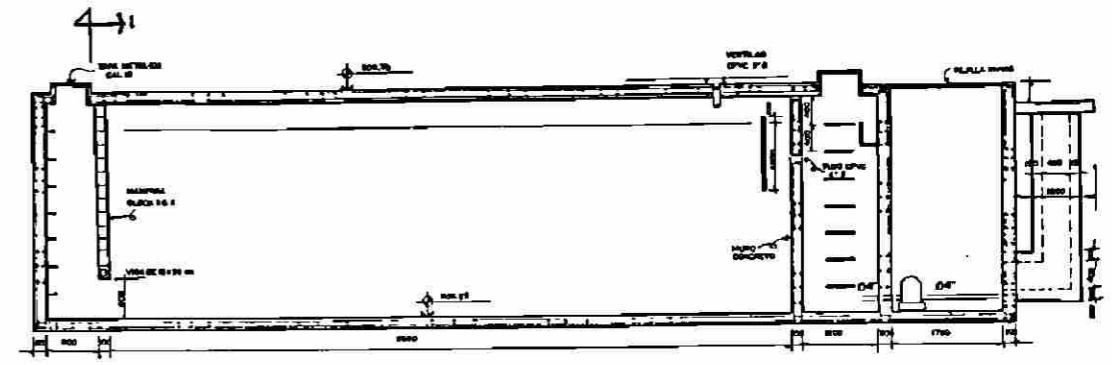


- 1. ESCAMA DE CLORO
- 2. TUBERIA L.P. 400 LB
- 3. VOLETILLO HERRA
- 4. UNIDAD DE CONTROL
- 5. TUBERIA 400 LB A 800 LB
- 6. VOLETILLO PLASTICO
- 7. GARRA DE SOSTENIDO

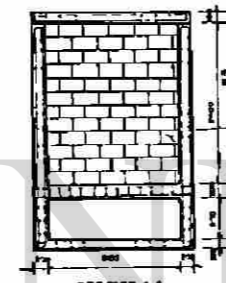
PLANTA DIGESTOR ANAEROBICO DE LODOS (DAL-01) ESCALA 1:50



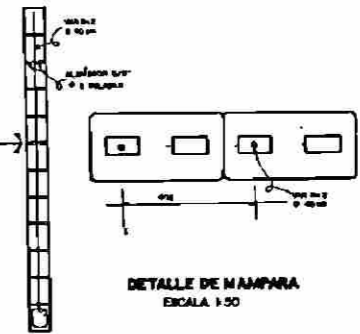
DIGESTOR ANAEROBICO DE LODOS (DAL-01)



SECCION L-L ESCALA 1:50

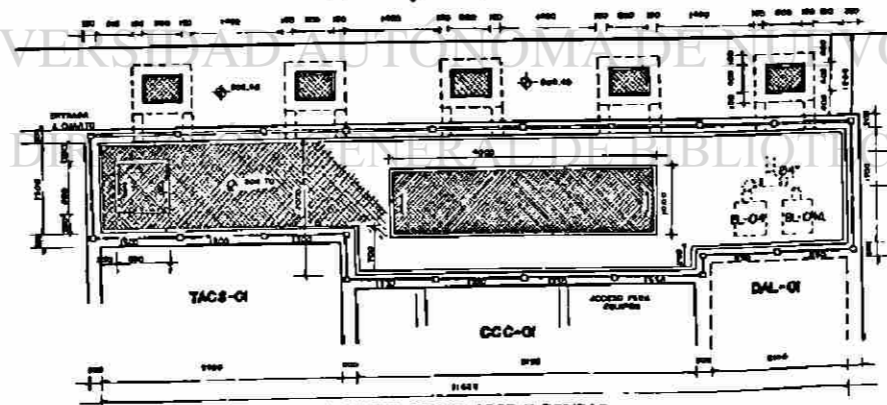


SECCION I-I ESCALA 1:50

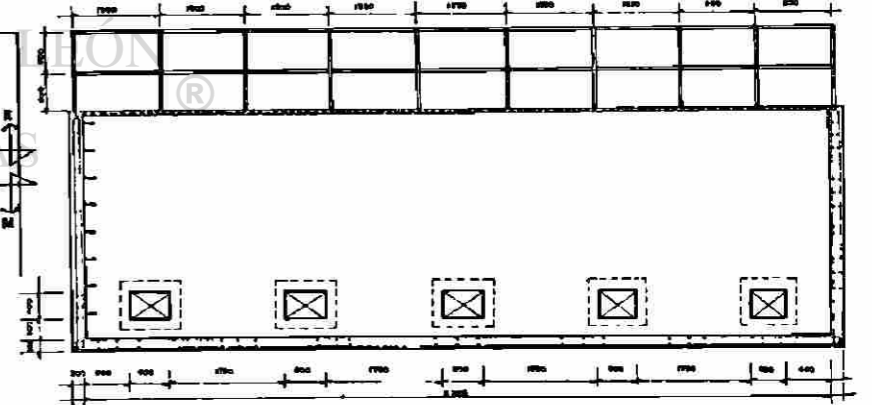


DETALLE DE MAMPARA ESCALA 1:50

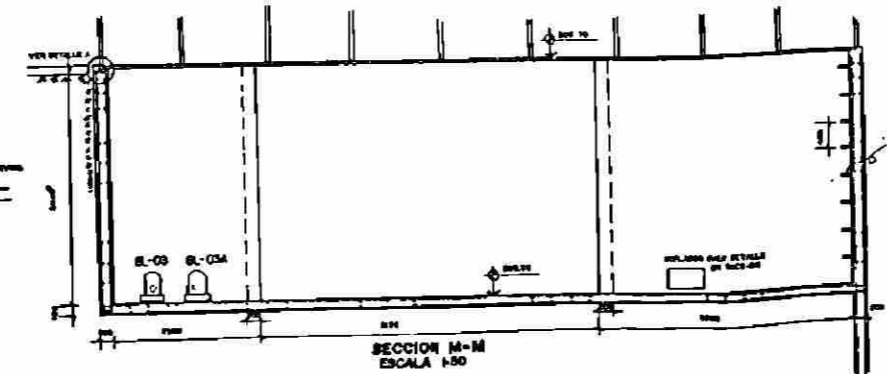
CUARTO DE SOPLADOR Y BOMBAS



PLANTA CUARTO DE SOPLADOR Y BOMBAS ESCALA 1:50

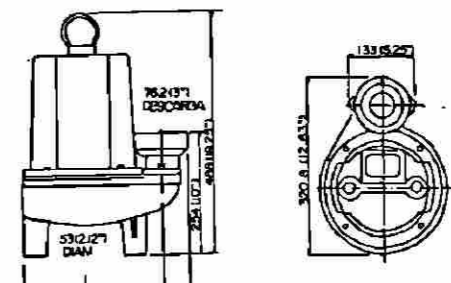


SECCION II-II ESCALA 1:50



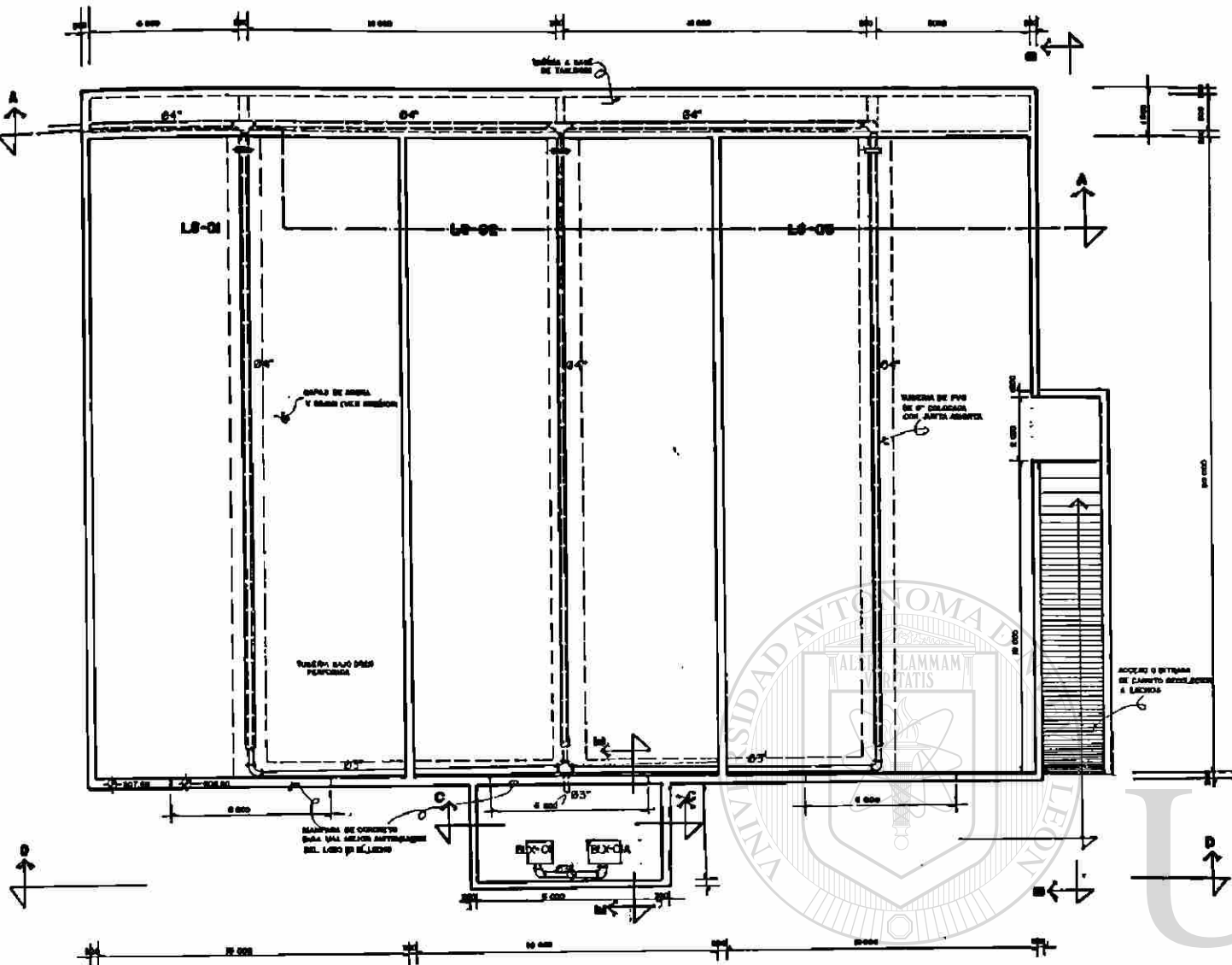
SECCION M-M ESCALA 1:50

BOMBA PARA LODOS BL-03 Y BL-03A



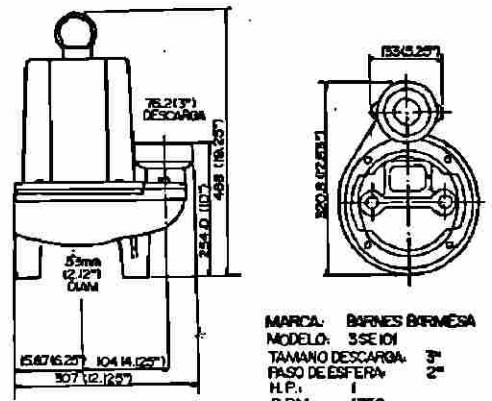
MARCA: BARNES BARNES
 MODELO: 38E51
 TAMAÑO DESC: 3"
 PASO DE ESPERA: 2"
 H.P.: 1/2
 R.P.M.: 1750
 MOTOR RESIST-1
 VOLTS: 110
 MAX AMP: 8.6
 PESO APPROX: 25

LECHOS DE SECADO

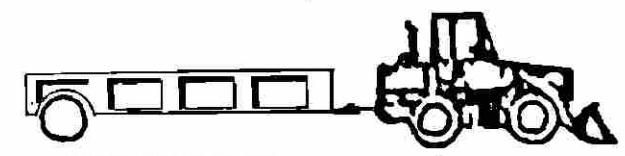


PLANTA LECHOS DE SECADO
ESCALA 1:100

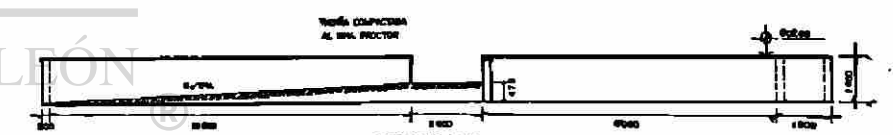
BOMBA PARA LIXIVIADOS
BLX-01 Y BLX-02



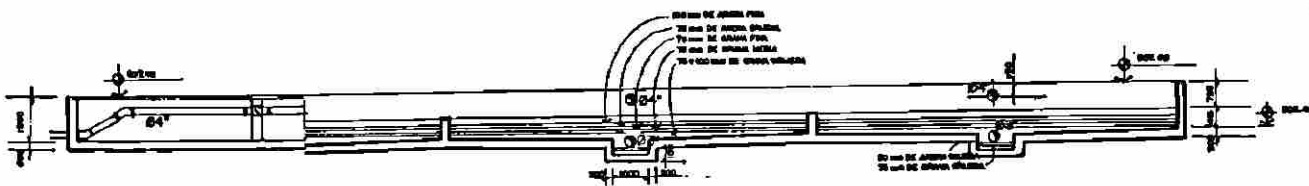
MARCA: BARNES BIRMESE
 MODELO: 3SE101
 TAMAÑO DESCARGA: 2"
 PASO DE ESFERA: 1/2"
 H.P.: 1
 R.P.M.: 1750
 MOTOR FASES: 1
 VOLTS: 220
 MAX AMPS: 17.2
 PESO APROX: 38 Kg



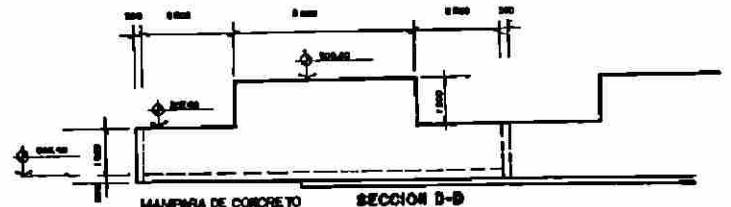
CARRITO PARA RECOLECCION
DE LODOS



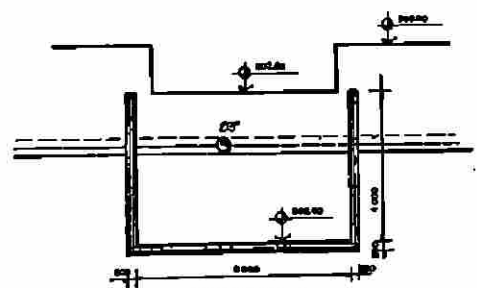
SECCION B-B
ACCESO DE CARRITO
A LECHOS DE SECADO
ESCALA 1:100



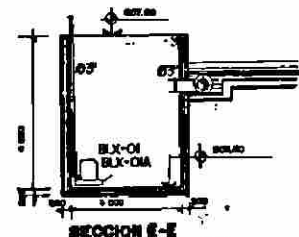
SECCION A-A
ESCALA 1:100



MANERA DE CONCRETO
EN CADA LECHO
SECCION D-D
ESCALA 1:100

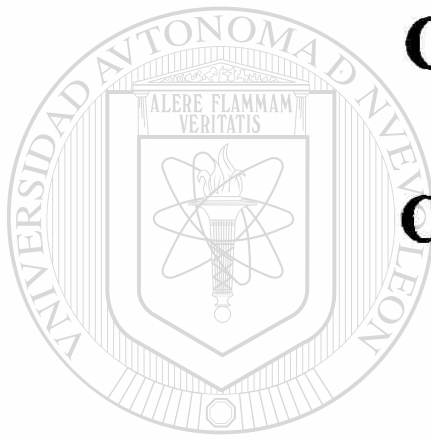


SECCION G-G
CARGAMO DE LIXIVIADOS
ESCALA 1:50



SECCION E-E
CARGAMO DE LIXIVIADOS
ESCALA 1:50

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



CAPITULO IX

CONCLUSIONES

UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

CAPÍTULO IX

CONCLUSIONES

De acuerdo con la recopilación de información relativa al proceso TF/SC y a las bases de diseño, se llegó a las siguientes conclusiones:

- 1.- El proceso ha probado su eficacia para utilizarlo en una variedad de situaciones tanto en plantas grandes, como en plantas pequeñas, en climas fríos y en climas cálidos, así como también ha sido probado con una gran variedad de requerimientos en el efluente.
- 2.- En lugares donde se han construido recientemente plantas de tratamiento, el proceso TF/SC con medio plástico es muy competitivo en costos y utiliza menos área (espacio) que en otros tipos de plantas, como por ejemplo plantas con contactores biológicos rotativos, que otra modalidad de tratamiento con biomasa fija.
- 3.- Los filtros del proceso TF/SC mejoran los tradicionales de roca.
- 4.- La efectividad del tratamiento primario, tiene influencia sobre el desempeño del proceso. El nivel de sólidos suspendidos en el efluente primario afecta la calidad del efluente final. Un diseño hidráulico eficiente, aún y durante los flujos pico.
- 5.- Se pueden mejorar diseños con medios plásticos como bioempaque de la biotorre (por ejemplo el medio CF) y se obtiene una reducción significativa en tamaño y costo del filtro percolador.
- 6.- El tanque ACS puede ser extremadamente efectivo en la remoción de DBO soluble y permite altas cargas en el filtro percolador (ya que éste funciona como un desbaste de la DBO lo que nos produce un tanque ACS de menor tamaño).

- 7.- Los requerimientos de floculación, si es que hay, deben considerar tanto el tiempo de contacto en el tanque ACS y el tiempo de residencia en el floculador central del tanque clarifloculador.
- 8.- Las características del diseño del Clarifloculador produce una alta calidad en la composición del efluente.
- 9.- La experiencia con operaciones de plantas con el proceso TF/SC muestra niveles de requerimientos de efluente usualmente con un margen confortable de seguridad.
- 10.- La evolución continua de los procesos TF/SC conduce a una reducción en el tamaño de los elementos del proceso, lo cual es menos costoso.

Acerca de los medios plásticos que se pueden emplear en las bitorres como proceso de biomasa se tiene que:

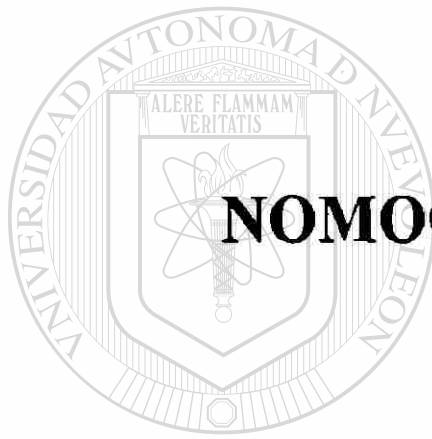
- 1.- El medio CF lleva a cabo una mayor remoción de la DBO, más que los medios VF y un medio al azar.
- 2.- La profundidad de la bitorre o medio plástico afecta al tratamiento. A mayor profundidad, mayor eficiencia. Los datos del estudio para las curvas de desempeño caen dentro de las predicciones de la ecuación modificada de Velz.
- 3.- Las diferencias en la eficiencia de transferencia de oxígeno, no pueden parecer la principal razón de las diferencias en el desempeño de los medios. La transferencia de Oxígeno puede tener un papel muy significativo en la eficiencia del desempeño del medio para aguas residuales intensas (de carga fuerte).

- 4.- Las diferencias en el desempeño de los medios son atribuidas principalmente a las diferencias de tiempo de contacto entre la biocapa (biomasa) y el sustrato. El tiempo de contacto es afectado por las características de distribución del líquido y la tendencia del medio al taponamiento.

El proceso a utilizar en ésta planta de tratamiento es una alternativa de los muchos métodos existentes para el tratamiento de las aguas residuales domésticas sanitarias; sin embargo, el método fue elegido con la finalidad de estudiar el proceso TF/SC (Filtro Percolador / Contacto de Sólidos), el cual está descrito en uno de los capítulos de la presente tesis.

El proceso de ésta planta de tratamiento cumple debidamente con los parámetros estipulados en las Normas Oficiales Mexicanas NOM-001-ECOL-1996 y NOM-003-ECOL-1996 para reusar el agua tratada en el riego de jardines urbanos del fraccionamiento "San Andrés", por lo cual se concluye que en el tratamiento de aguas residuales sanitarias domésticas éste sistema es muy eficiente.

Este proyecto estará disponible para los habitantes del fraccionamiento, representando, una alternativa más para tratar sus aguas residuales sanitarias domésticas y reusar el agua tratada en el riego de sus áreas verdes. Éste estudio no incluye el diseño del sistema de riego.



ANEXO A

NOMOGRAMAS Y TABLAS UTILIZADAS

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



Tipos de edificios o establecimiento

I. Residencial

1.1 Popular : Conex. directa red pública 250 lpd (lts.pers.día)
serv. interrumpido diario con 150 lpd (lts.pers.día)
tinaco.

1.3 Media (3 rec.) Conex. directa de red pública 300 - 400 lpd
serv. interr. diario con sistema 200 - 300 lpd
hidroneumático o tinaco

1.4 Alta (3 a 4 rec.) Conex. directa de red pública 500 - 1000 lpd
serv. interr. diario con hidro- 350 - 500 lpd
neumático.

1.5 Condominio (2 rec.) Conex. directa de red pública 250 lpd (lts.pers.día)
serv. interr. diario con cis- 200 lpd (lts.pers.día)
terna.
- Bombas hidroneumático.

1.6 Condominio (3 rec.) Conex. directa de red pública 300 lpd (lts.pers.día)
serv. interr. diario con cis- 250 lpd (lts.pers.día)
terna.
- Bombas hidroneumático.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

II. Hoteles

2.1 Cinco estrellas 750 - 1000 lpd (lts.pers.día)

2.2 Cuatro estrellas 500 - 600 lpd (lts.pers.día)

2.3 Tres estrellas 350 - 400 lpd (lts.pers.día)

2.4 Dos estrellas 300 lpd (lts.pers.día)

2.5 Una estrella 250 lpd (lts.pers.día)

2.6 Hoteles con cocina 300 - 400 lpd (lts.pers.día)

2.7 Casa de huéspedes 200 lpd (lts.pers.día)

2.8 Residencial Campestre 300 - 400 lpd (lts.pers.día)

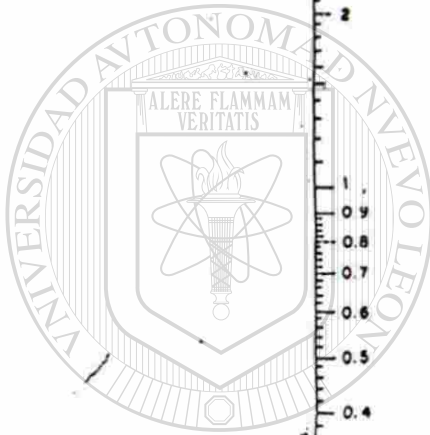
2.9 Edificio huésped campestre 200 lpd (lts.pers.día)

NOMOGRAMA DE LA FORMULA DE MANNING

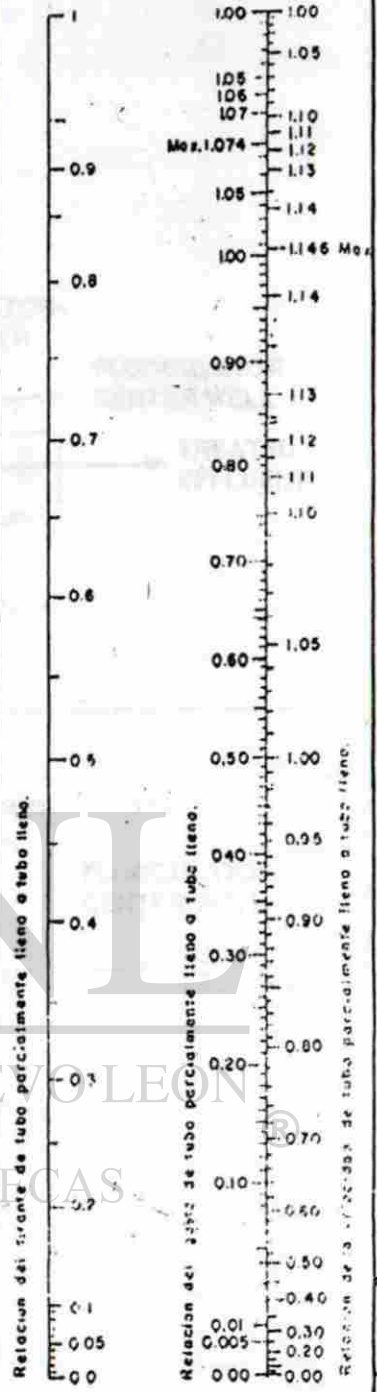
$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = \frac{0.3117}{n} D^{8/3} S^{1/2}$$

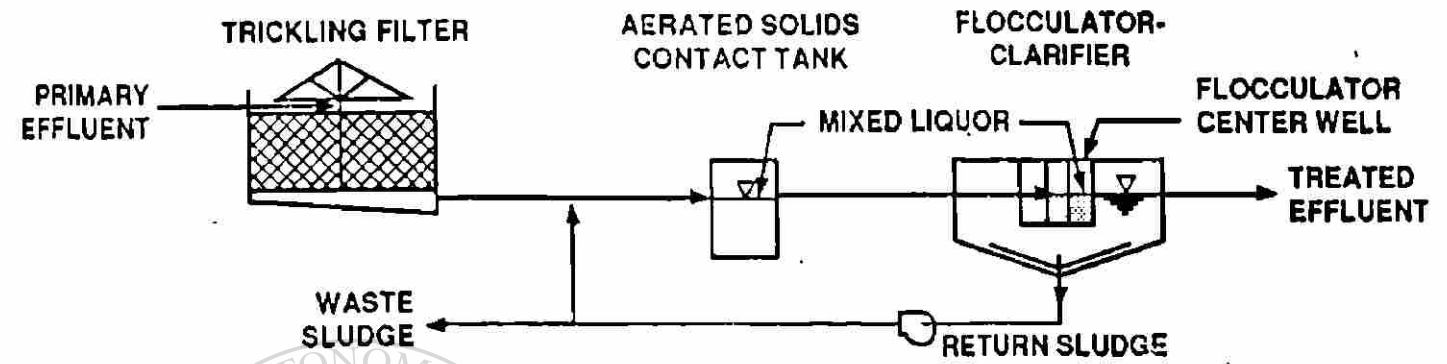
$n = 0.013$



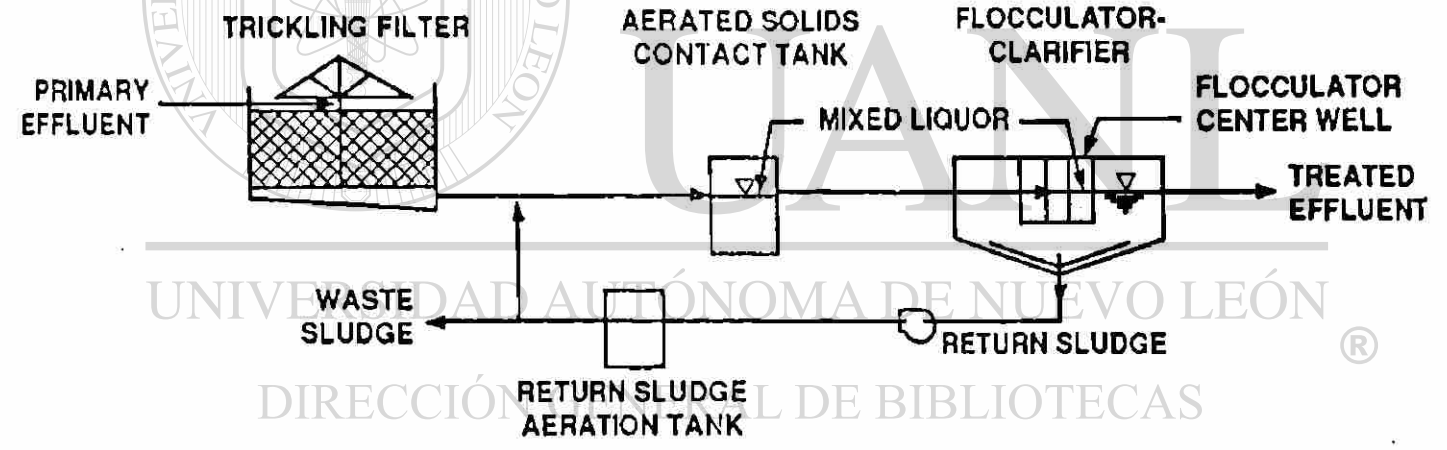
VARIACION DE LA VELOCIDAD Y DEL GASTO EN FUNCION DEL TIRANTE DEL TUBO CIRCULAR



ANEXO A.3



SOLIDS CONTACT (Mode I)



SOLIDS CONTACT/SLUDGE REAERATION (Mode III)

Figure.1 TF/SC Process Variations

Table 1 Summary of TF/SC Projects

Location	ADWF plant design flow		Monthly average effluent requirements, mg/L		TF/SC mode	Status ^a	TF media type ^b
	m ³ /sec	mgd	BOD	SS			
Corvallis, OR	0.44	10.0	10	10	III	O	R
Tolleson, AZ	0.77	17.5	30	30	III	O	P/R
Morro Bay, CA	0.11	2.4 ^c	None	70 ^d	III	O	R
Springfield, OR	0.26	6.0	30	30	II	O,P	R
Garland, TX	1.31	30.0	10	15	III	O	P
South Salt Lake City, UT	2.75	62.5	10	15	I	O	P
Eureka, CA	0.26	6.0	30	30	I	O	P
Medford, OR	0.79	18.0	20	20	I	O	P
Couer d'Alene, ID	0.26	6.0	30	30	III	O	R
Goleta, CA	0.44	10.0 ^c	None	62 ^d	III	O	P
Guyama, PR	0.44	10.0	30	30	I	C	P
Price River, UT	0.18	4.0	10	20	III	O	R
Omaha, NE	3.07	70.0	45	45	III	O	P
Fort Smith, AR	0.26	6.0	30	30	II	O	R
Monterey, CA	1.31	30.0	30	30	III	S	P
Burney, CA	0.04	1.0	40	None	III	D ^e	P
Everett, WA	0.70	16.0	30	30	I	O	R
Salem, OR	1.01	23.0	30	30	I	O	R
Boulder, CO	0.70	16.0	30	30	III	O	R
Mesa (Turner Ranches), AZ	0.18	4.0	10 ^f	10 ^f	III	O	P
Colorado Springs, CO	0.44	10.0	30	30	I	O	R
Sunnyside, WA	0.12	2.7	30	30	III	O	R
Pierre, SC	0.08	1.9	30	30	I	D ^e	P
Brookings, OR	0.04	1.0	30	30	III	D	R
Port Angeles, WA	0.18	4.0	30	30	I	D	P
Little-Englewood, CO	1.31	30	20	20	I	D	P

^aO = operating, S = startup, D = design, P = operation phased out

^bR = rock, P = plastic

^cTotal flows, these plants provide secondary treatment for only part of the flow because of ocean discharge waivers

^dOnly 70 percent removal required because of ocean discharge waiver.

^ePhased program; trickling filter to be constructed first.

^fDesign objective to meet turbidity requirement of 1 NTU; includes tertiary filtration.

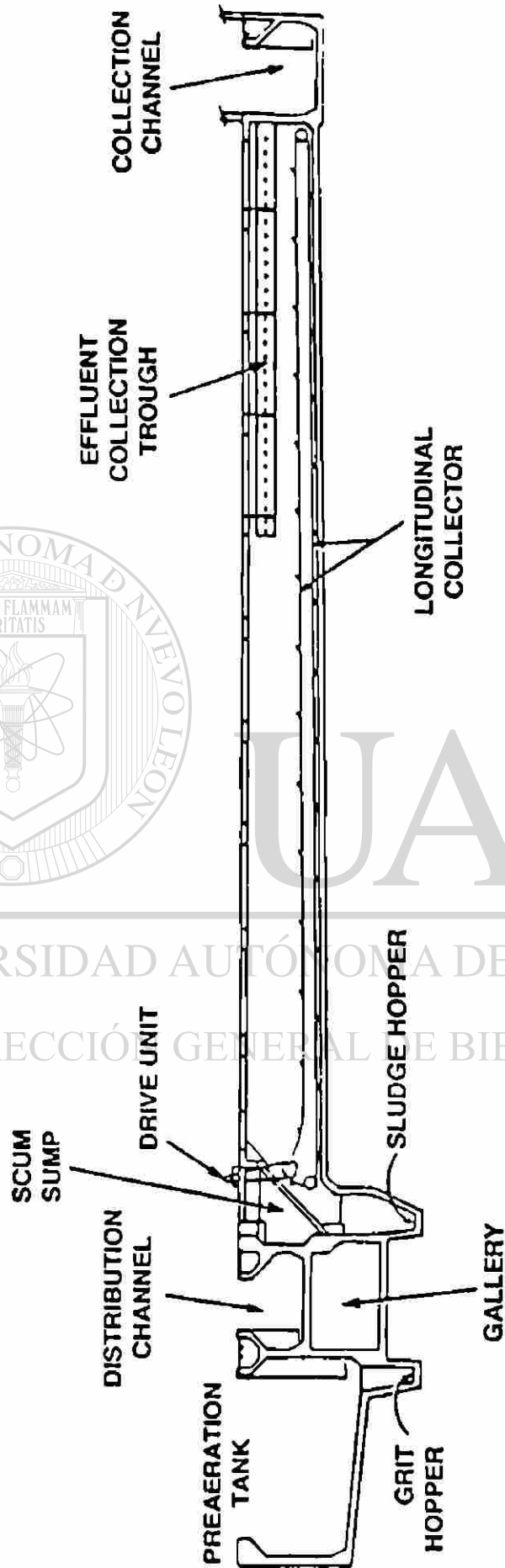
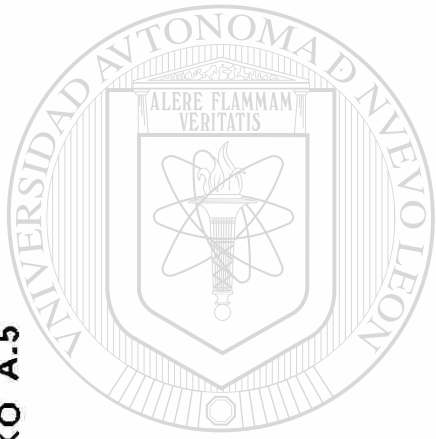


Figure 2 Primary Clarifier Cross-Section

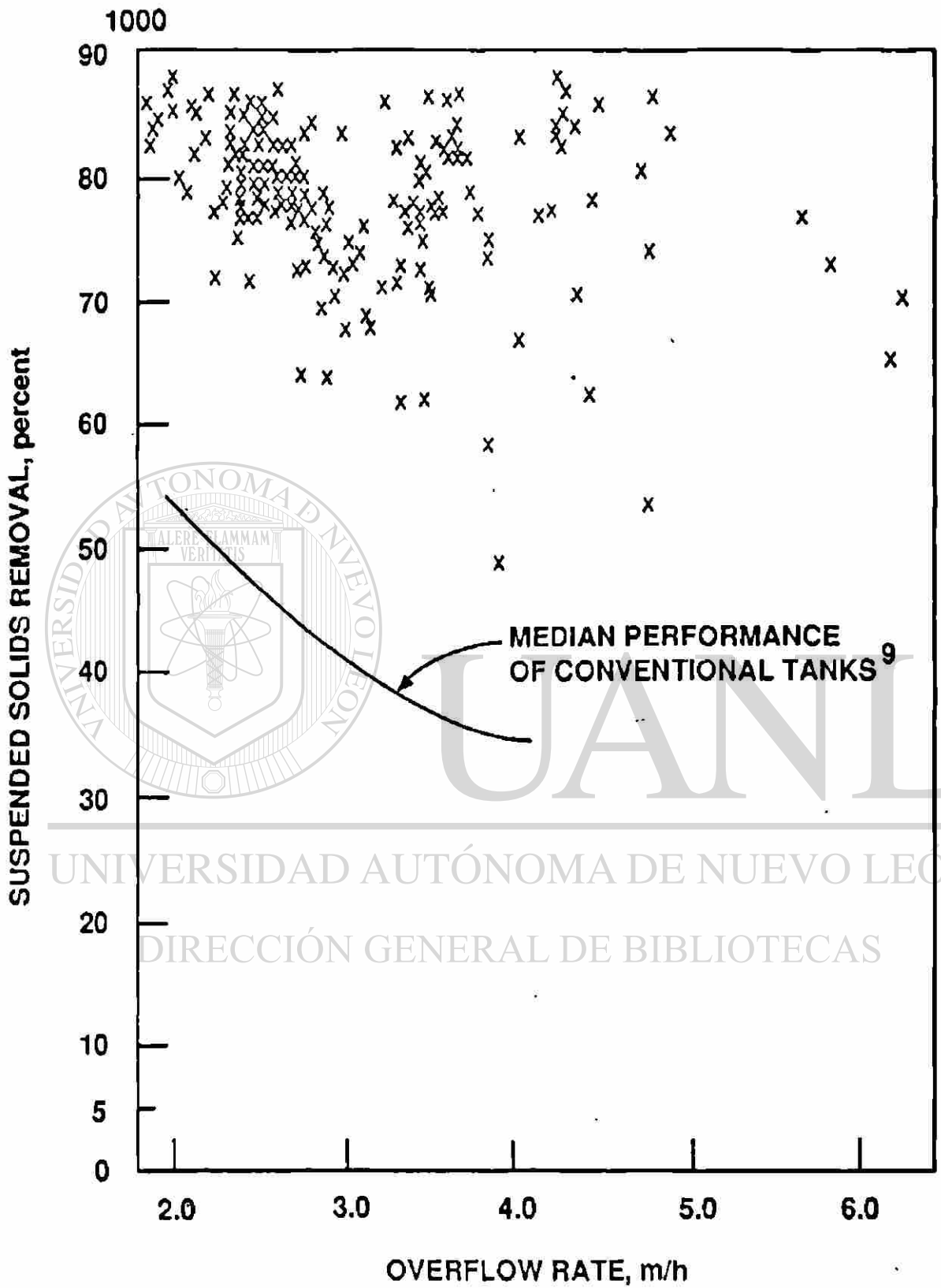


Figure.3 Primary Treatment Performance at Renton, Washington

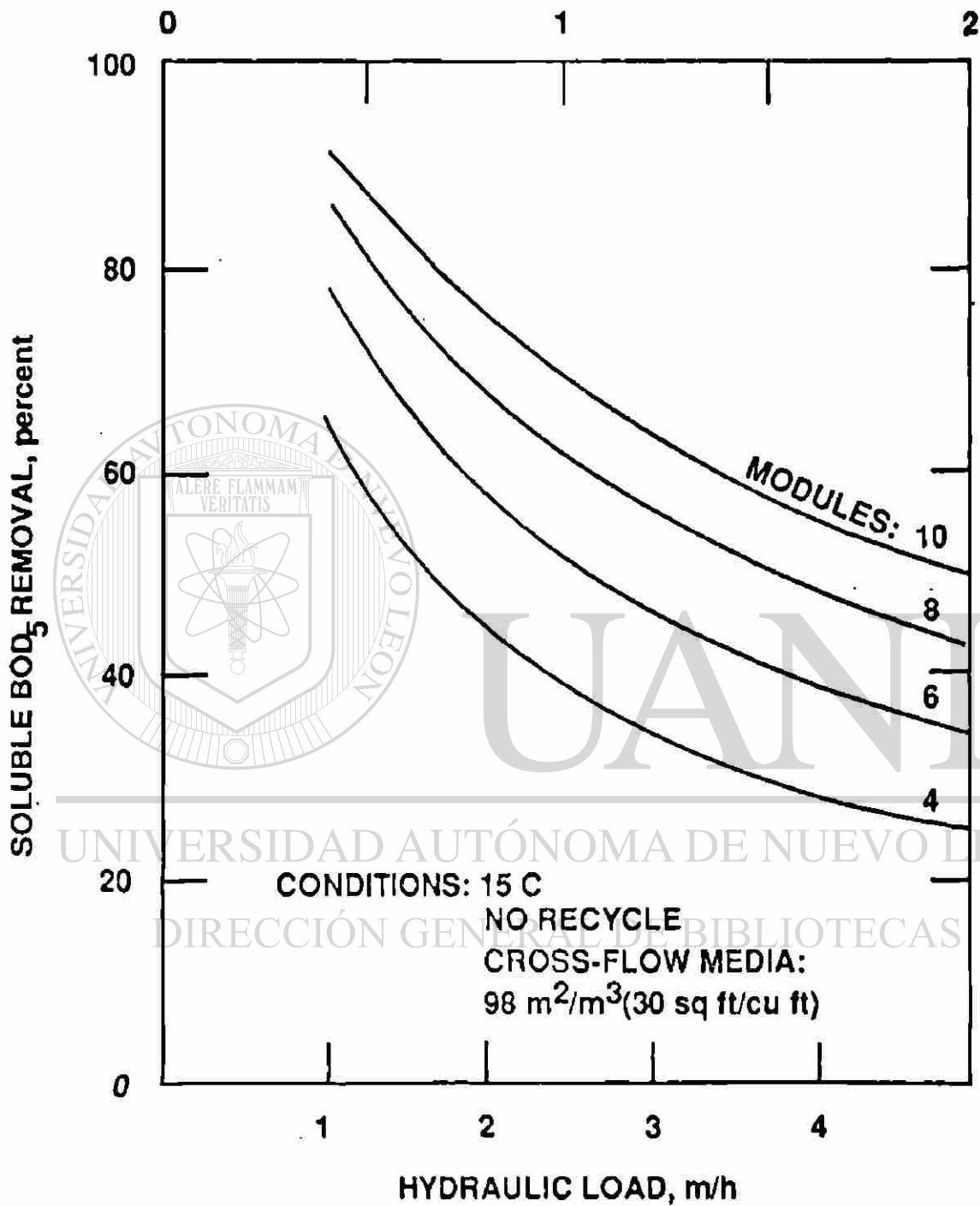


Figure 4 Effect of Hydraulic Loading and Number of Modules on Tricking Filter Efficiency

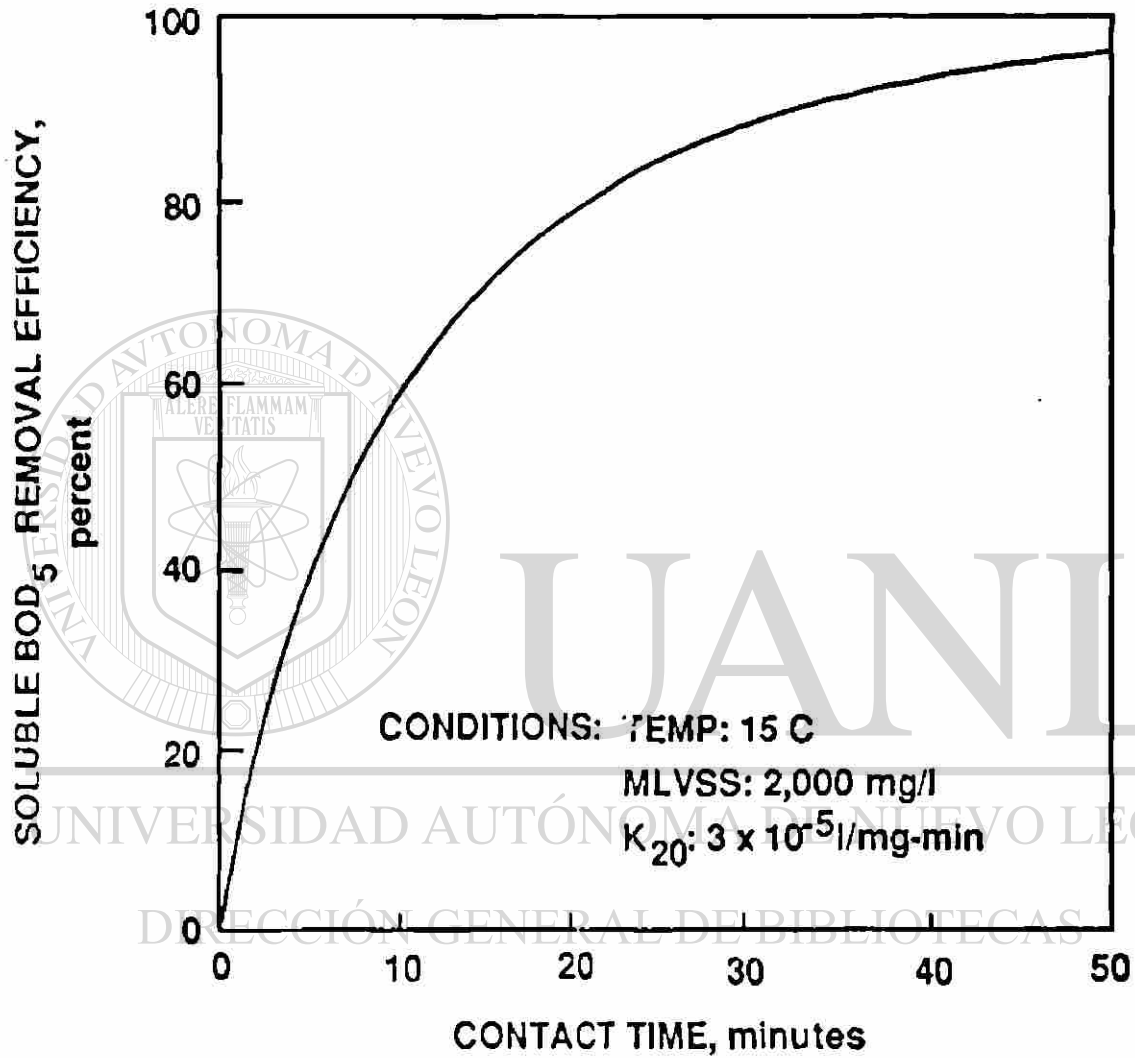


Figure 5 Predicted Soluble BOD₅ Removal in Solids Contact Tank

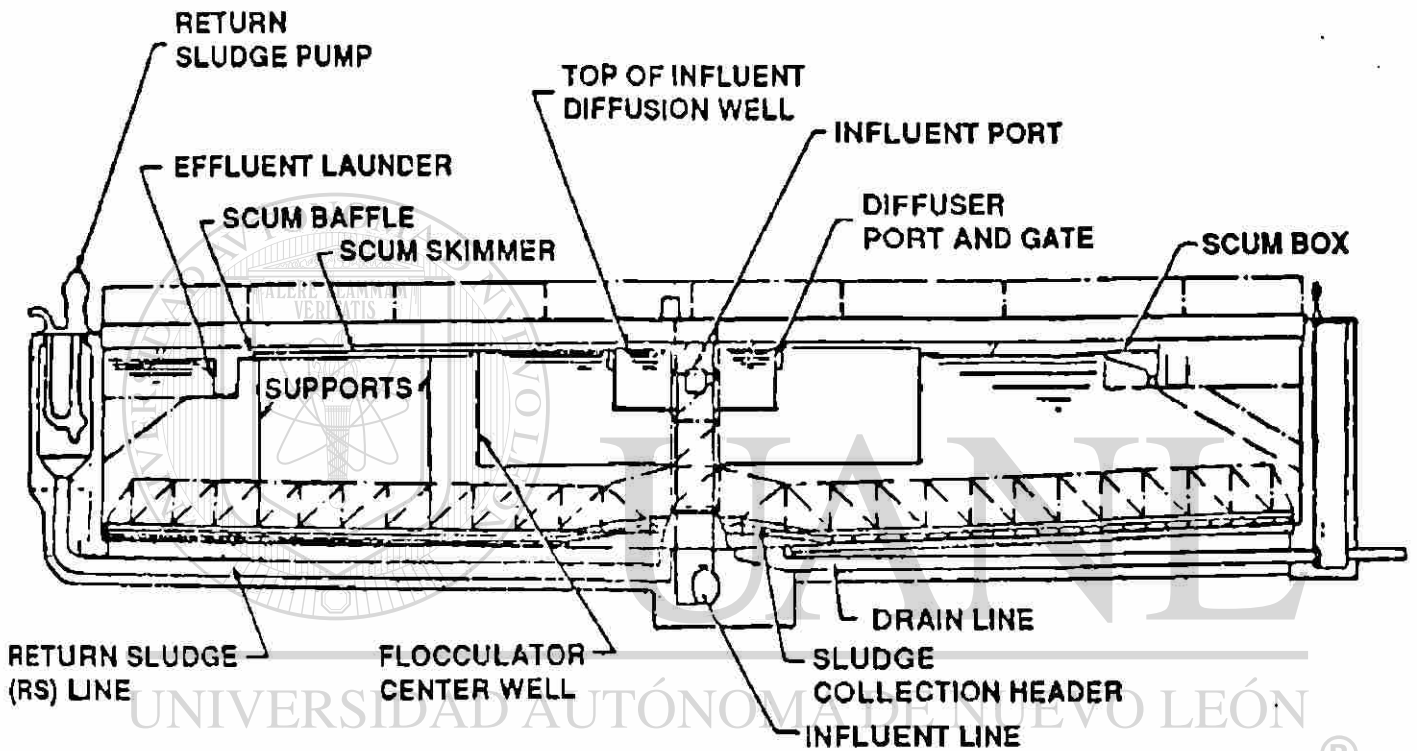


Figure 6: Cross-Section of Flocculator-Clarifier

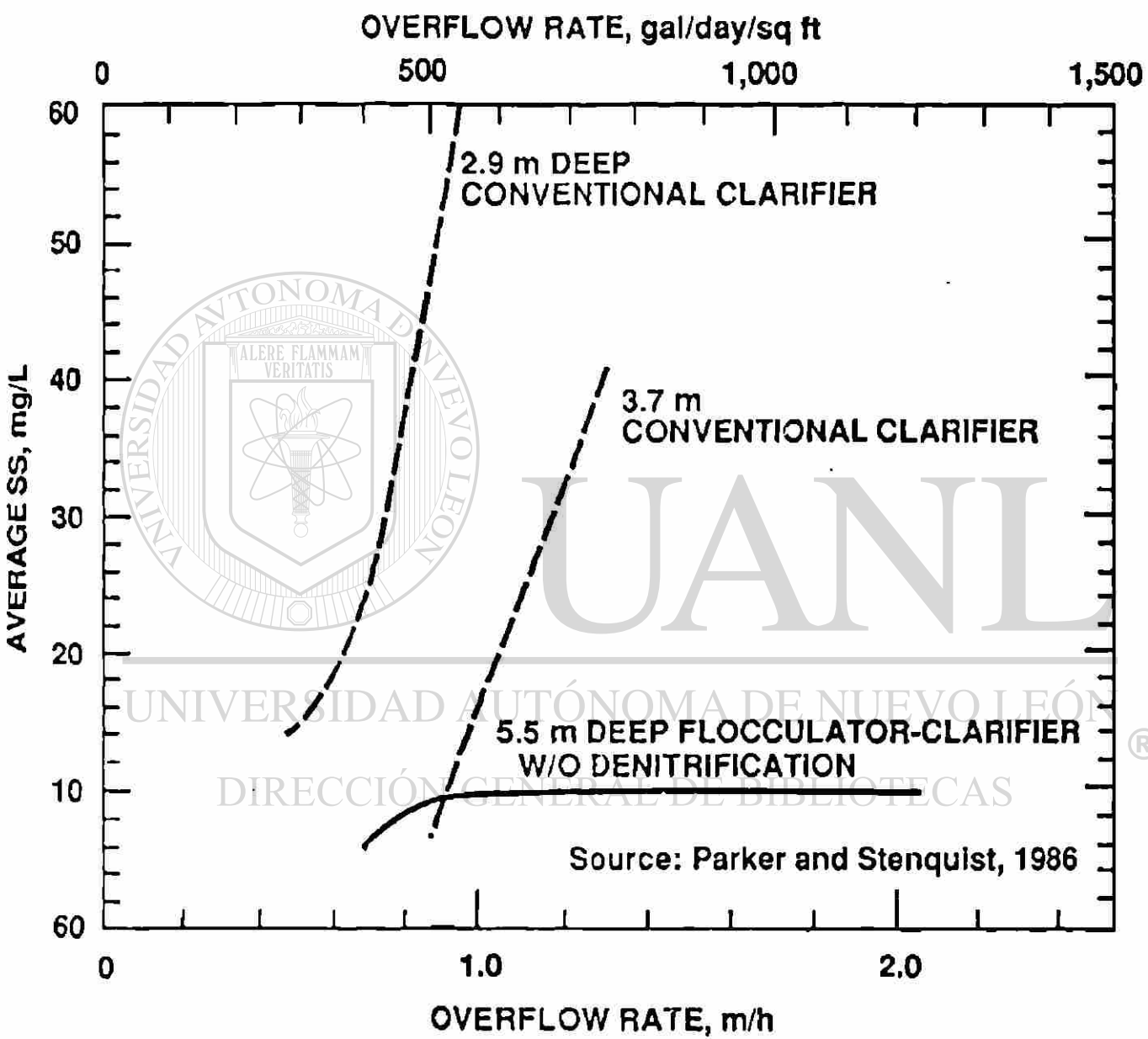


Figure 7 Performance Response Curves for Conventional Clarifier and Flocculator-Clarifier

Table 2 Design Data for Five Operating TF/SC Facilities

Element	Corvalls, Oregon	Eureka, California	Garland, Texas ^a	South Salt Lake, Utah ^b	Sunnyside, Washington
Design, flow, m ³ /s (mgd)					
ADWF	0.44 (9.7)	0.26 (6.0)	1.31 (30)	2.74 (62.5)	0.12 (2.7)
PWWF	1.23 (28.0)	1.40 (32) ^c	1.80 (41) ^d	5.49 (125)	0.36 (8.1)
Design loading, 1,000 kg/d (1,000 lb/day)					
BOD	4.94 (10.9)	4.85 (10.7)	27.2 (60)	44.9 (9) ^e	2.72 (6.0)
SS	5.22 (11.5)	4.71 (10.4)	29.5 (65)	47.1 (104)	2.72 (6.0)
Primary overflow rate at ADWF, m/h (gal/day/sq ft)	1.66 (980)	0.75 (440)	1.62 (955)	1.86(1100)	0.91 (540)
FT/SC Mode	III	I	III	I	III
Trickling filter					
Media type	Rock	Plastic	Plastic	Plastic	Rock
BOD loading, Kg/m ² /d (lb/1,000 cu ft/day)	0.38 (24)	0.48 (30)	0.70 (44)	1.00 (62.5)	1.42 (89)
Return sludge aeration time, ^o minutes	9	1	53	9	48
Aerated solids contact time, ^h minutes	2	29	26	54	30
Flocculator center well					
Percent of clarifier area	12	10	16	13	12
Detention time, ^h minutes	25	13	13	20	21
Secondary clarifier					
Overflow rate, ^l m/h (gal/day/sq ft)	0.80 (470)	0.78 (460)	1.34 (790)	1.09 (640)	0.81 (475)
Sidewater depth, m (ft)	5.5 (18)	4.7 (15.5)	4.3 (14)	5.5 (18)	5.0 (16.5)
Sludge removal system	Suction header	Suction header	Suction header	Suction header	Suction header
Weir location	Inboard	Inboard	Inboard	Inboard	Inboard
Effluent filtration					
Filtration rate, m/h (gpm/sq ft)	1	1	6.6 (2.7)	1	1
Media, depth, m (ft)	1	1	1.5 (5)	1	1

^aDuck Creek Wastewater Treatment Plant.^bCentral Valley Water Reclamation Facility.^cSplit treatment; 32 mgd primary treatment, 12 mgd secondary^dMaximum equalized flow.^eBased on 33 percent return rate.^fNot used at this plant.^gDesign based on Mode I without reaeration.^hBased on total flow including recycle.ⁱBased on total clarified area at ADWF.

ANEXO A.12

Table 3 Corvallis Performance

Month/year	Flow,		Effluent Quality			
			Secondary		Final	
	m ³ /s	mgd	SS	BOD	cBOD	SS
September 1989	0.23	5.2	10	14	7	8
October	0.21	4.8	10	15	8	9
November	0.53	12.2	10	13	8	10
December	0.43	9.9	9	16	6	8
January 1989	0.62	14.1	9	10	4	8
February	0.57	13.0	13	12	5	10
March	0.75	17.0	9	12	4	8
April	0.37	8.4	10	19	8	9
May	0.30	6.9	9	21	7	8
June	0.27	6.2	8	19	8	7
July	0.28	6.3	7	14	5	7
August	0.28	6.3	7	14	7	7
Average	0.40	9.2	9	15	6	8

ANEXO A.13

Table 4 Eureka Performance

Month/year	Flow,		Effluent Quality			
			Secondary		Final	
	m ³ /s	mgd	BOD	SS	BOD	SS
January 1988	0.37	8.3	7	12	5	14
February	0.21	4.8	9	9	7	8
April	0.18	4.1	9	7	5	6
May	0.19	4.3	6	6	8	7
June	0.21	4.8	9	6	7	6
July	0.17	3.9	5	8	4	7
August	0.17	4.0	5	5	5	6
September	0.17	3.8	8	12	7	10
October	0.17	3.8	11	14	7	1
November	0.23	5.2	8	13	8	9
December	0.26	6.0	9	11	7	11
Average	0.21	4.8	8	9	6	8

Table 5 Garland Performance

Month/year	Flow,		Effluent Quality				
			Secondary		Final		
	m ³ /s	mgd	BOD	SS	BOD	cBOD	SS
September 1988	0.86	20	4	9	2	1	5
October	0.79	18	10	4	2	2	4
November	0.82	19	6	11	2	2	4
December	0.82	19	6	12	3	2	5
January 1989	0.88	20	7	12	2	2	4
February	1.18	27	13	15	3	2	8
March	0.96	22	8	14	2	2	6
April	0.94	21	5	9	2	1	5
May	1.03	23	4	9	2	1	5
June	1.23	28	3	6	2	1	4
July	0.91	21	4	9	2	2	4
August	0.83	19	5	8	3	2	4
Average	0.94	21	6	10	2	2	5

ANEXO A.15

Table 6 South Salt Lake City Performance

Month/year	Flow,		Final Effluent Quality		
	m ³ /s	mgd	BOD	cBOD	SS
May 1988	1.93	44	8	6	5
June	1.94	44	9	7	4
July	1.95	45	9	6	5
August	1.99	45	11	6	2
September	2.33	53	9	6	3
October	2.37	54	9	6	5
November	2.26	52	9	6	4
December	2.40	55	8	5	3
January 1989	2.32	53	9	5	8
February	2.45	56	8	5	8
March	2.59	59	7	3	9
April	2.39	55	5	3	7
Average	2.24	51	8	5	5

ANEXO A.16

Table 7 Sunnyside Performance

Month/year	Flow,		Effluent Quality			
			Secondary		Final	
	m ³ /s	mgd	BOD	SS	BOD	SS
September 1988	0.05	1.2	12	9	6	6
October	0.05	1.2	9	6	4	5
November	0.05	1.2	7	9	4	8
December*	0.05	1.2	6	15	7	10
January 1989	0.04	1.0	14	13	8	13
February	0.04	0.9	11	13	6	12
March	0.05	1.2	11	15	7	14
April	0.05	1.1	9	13	6	12
May	0.05	1.1	7	11	5	13
June	0.05	1.2	8	8	6	13
July	0.05	1.1	5	5	3	7
August	0.05	1.1	7	7	5	8

*Plant influent BOD averaged 500 mg/L this month.

ANEXO A.17

Table 8 Summary of Omaha Pilot Study Results

Parameter	Phase				
	1	2	3	4	5
Trickling filter organic loading, kg/m ³ /d	1.89	2.03	1.67	1.19	1.27
lb/1,000 cu ft/day	118	127	104	74	79
Solids contact residence time, min	39	20	4.3	5.3	4.9
Return sludge aeration residence time, min	45	51	71	42	50
Effluent quality, mg/L BOD ₅	26	20	27	26	21
SS	22	18	23	24	16

ANEXO A.18

ANEXO A.20

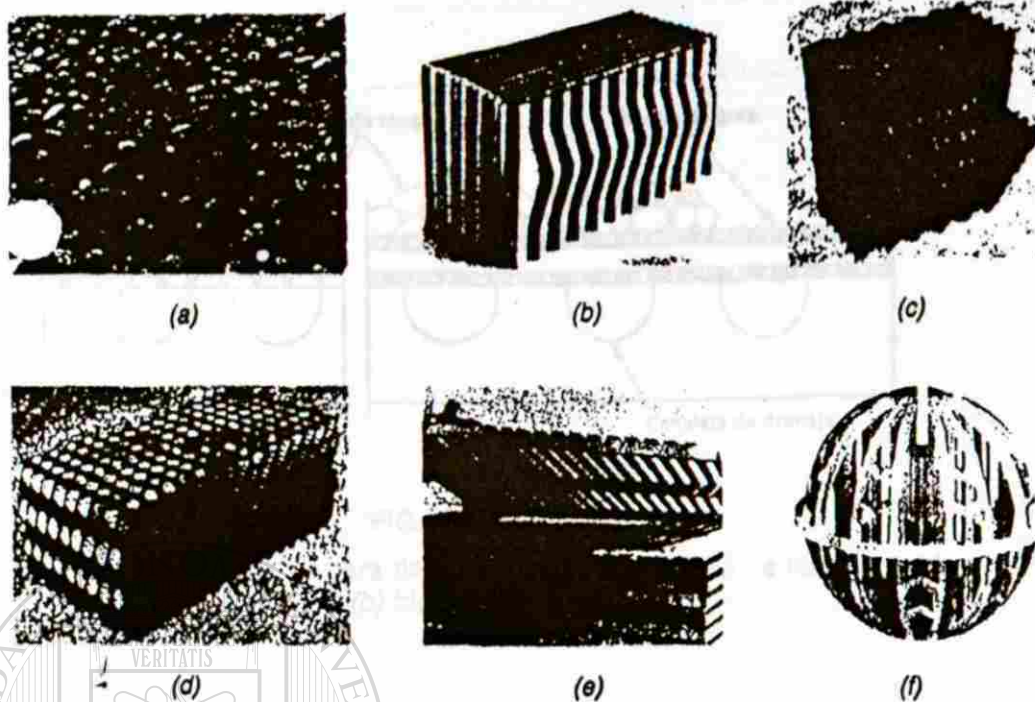


FIGURA 10-33

Medios filtrantes típicos para filtros percoladores: (a) piedra; (b) y (c) de plástico de flujo vertical; (d) de plástico de flujo transversal; (e) de madera de secuoya horizontal, y (f) desordenada (Figs. (c) y (d), de American Surfpac Corp., (e) de Neptune Microfloc, y (f) de Jaeger Products, Inc.).

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

ANEXO A.19

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

TABLA 10-15

Propiedades físicas de los medios filtrantes de los filtros percoladores*

Medio	Tamaño nominal, mm	Masa por unidad de volumen, kg/m ³	Superficie específica, m ² /m ³	Porcentaje de huecos, %
Gravas de río				
Pequeñas	25-62,5	1.250-1.440	55-69	40-50
Grandes	100-125	800-990	39-164	50-60
Escorias de altos hornos				
Pequeñas	50-75	900-1.200	55-69	40-50
Grandes	75-125	800-990	46-59	50-60
Plástico				
Convencional	600 × 600 × 1.200 ^b	32-96	79-98	94-97
Alta superficie específica	600 × 600 × 1.200 ^b	32-96	98-196	94-97
Madera de secuoya	1.200 × 1.200 × 500 ^b	144-176	39-49	70-80
Relleno desordenado	25-87,5	48-96	125-279	90-95

* Adaptado parcialmente de la bibliografía [50]

^b Tamaño del módulo.

ANEXO A.20

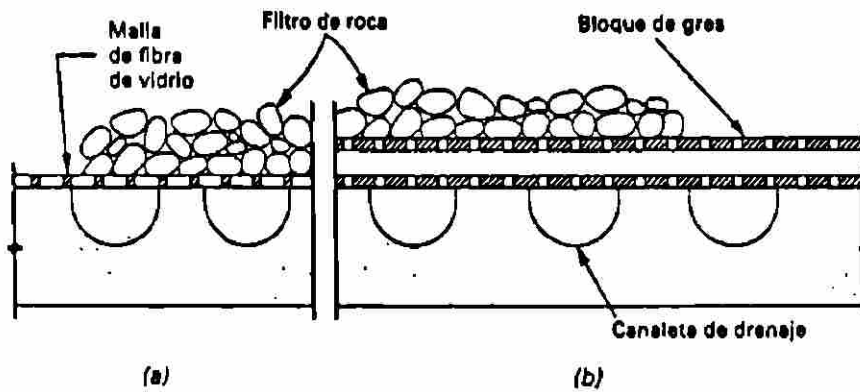


FIGURA 10-34

Sistemas de drenaje interior para filtros de piedra: (a) parrilla de fibra de vidrio, y (b) bloques de gres.



ANEXO A.21

UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

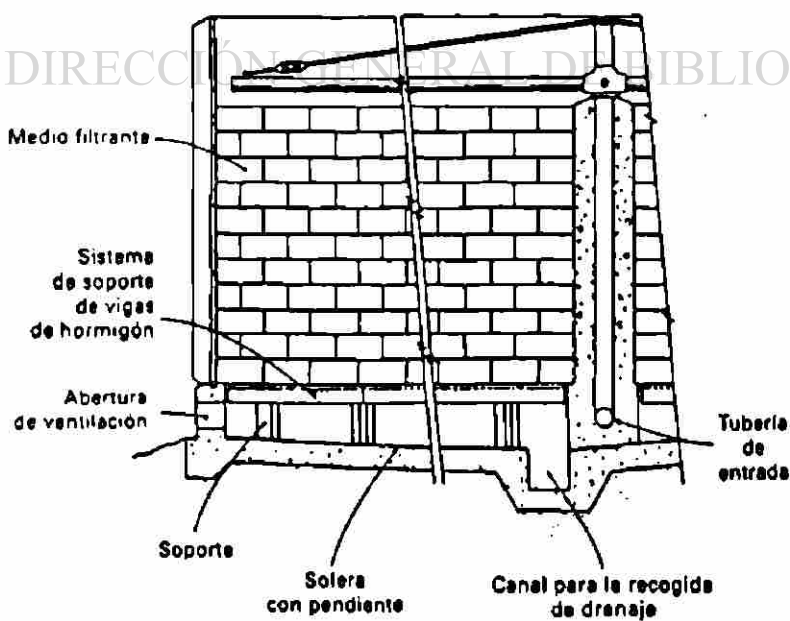


FIGURA 10-35

Sistema de drenaje interior típico de un filtro de torre.

ANEXO A.22

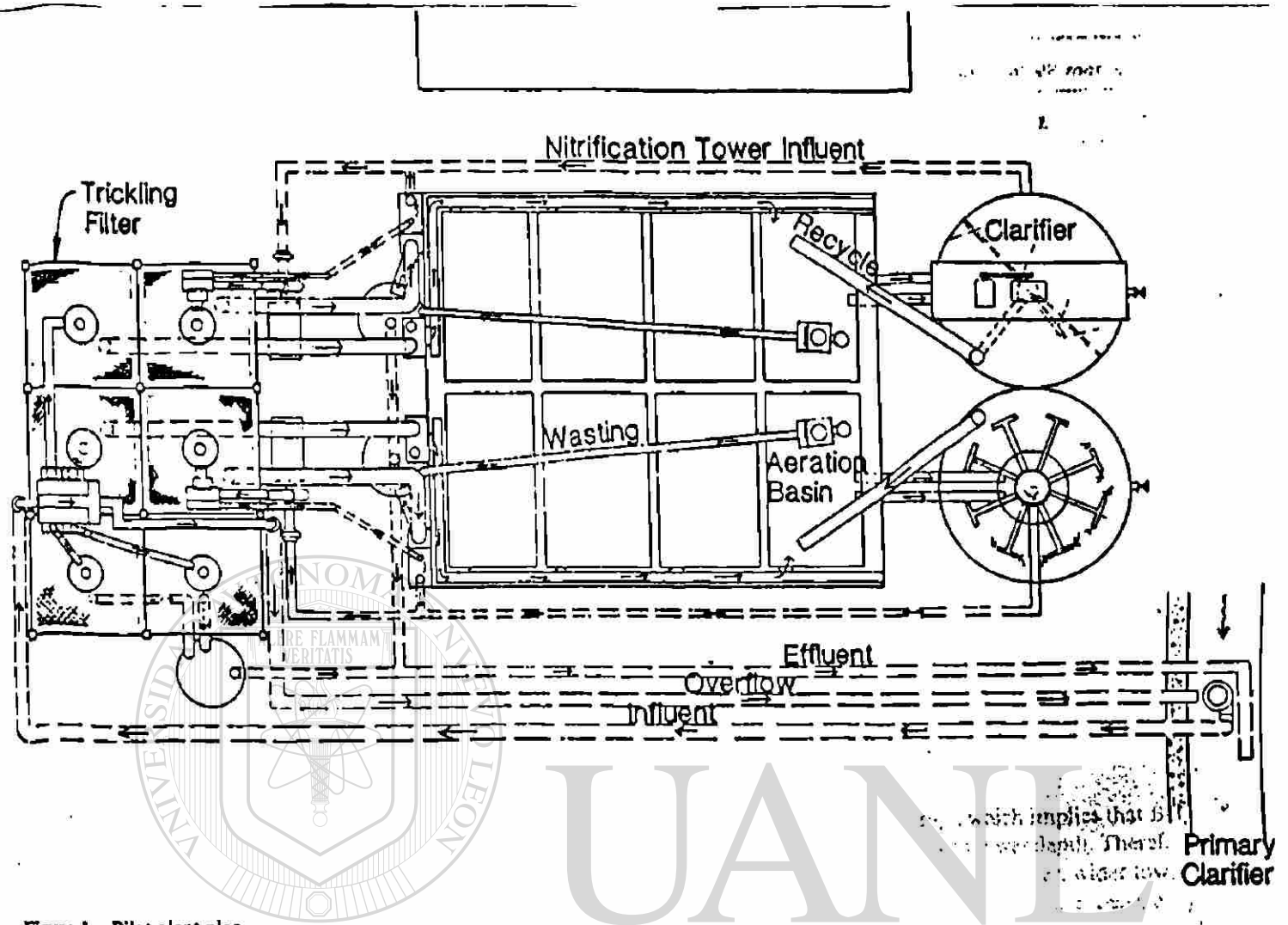


Figure 1—Pilot plant plan.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

ANEXO A.23

Table 1—Average pilot plant influent characteristics.

Total BOD, mg/L	83
Soluble BOD, mg/L	48
Soluble COD, mg/L	124
NH ₃ -N, mg/L	11
TKN, mg/L	16
pH	7.2
TSS, mg/L	50

ANEXO A.24

Table 2—Types of media compared.

Media type	Specific surface area (m ² /m ³)	Tower depth (m)
CF 60° (A)	98	6.1, 3
VF	101	6.1
CF 45°	98	3
CF 60° (B)	98	6.1
Random	104	3

ANEXO A.25

Table 3—Performance summary of 6.1-m trickling filters for test periods 1, 2, and 3.

Test period	Influent			Effluent 60° CF (A) media			Effluent VF media		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Flow (m³/h)				5.5	3.4	2.5	5.4	3.3	2.5
Hydraulic load (m/h)				3.7	2.3	1.7	3.6	2.2	1.7
Organic load (total BOD, kg/m³·d)				1.3	0.8	0.6	1.3	0.8	0.6
Organic load (soluble BOD, kg/m³·d)				0.8	0.5	0.4	0.7	0.5	0.4
Intermittent dosing				No	No	Yes	No	No	Yes
Total BOD (mg/L)	92	92	93	25*	—	—	38*	—	—
Soluble BOD (mg/L)	53.0	54.0	54.0	16.0 = 70%	10.3 81%	8.1 = 55%	23.0 = 57%	17.7 = 67%	13.1 = 71%
Soluble COD (mg/L)	148	162	129	70	52	43	80	81	48
pH	7.2	7.2	7.2	7.4	—	—	7.4	—	—
Alkalinity (mg/L)	102	96	92	94	—	—	87	—	—
TSS (mg/L)	59	53	49	20*	44	42	27*	47	45
VSS (mg/L)	44	43	36	14*	34	29	19*	38	34
NH ₃ -N (mg/L)	10.5	11.6	11.8	9.3	11.0	6.8	9.4	10.5	8.4
NO ₃ -N (mg/L)	0.03	0.04	0.09	1.03	1.24	5.30	0.62	0.73	3.20
TKN (mg/L)	18.1	16.9	15.1	13.4	15.8	11.2	13.8	16.1	12.7
Average wastewater temperature (°C)	18	25	21						
Paired t-test for effluent soluble BOD									
Number of points							26	18	25
Calculated t							5.0	7.6	10.2
Significant difference exists at 95% confidence level							Yes	Yes	No

* Clarified samples.

ANEXO A.26

Table 4—Performance summary of 3-m trickling filters for test periods 1 and 2.

Test period	Influent		Effluent 60° CF (A) media		Effluent 45° CF media	
	1	2	1	2	1	2
Flow (m³/h)			2.0	1.3	2.0	1.3
Hydraulic load (m/h)			1.4	0.9	1.4	0.9
Organic load (total BOD, kg/m³·d)			1.0	—	1.0	—
Organic load (soluble BOD, kg/m³·d)			0.6	0.4	0.6	0.4
Intermittent dosing			Yes	Yes	Yes	Yes
Total BOD (mg/L)	82	93	—	—	—	—
Soluble BOD (mg/L)	55	54	17.3 = 40%	11.6 = 70%	14.6 = 73%	11.7 = 76%
Soluble COD (mg/L)	156	129	48	38	50	44
pH	7.2	7.2	7.4	—	7.4	—
Alkalinity (mg/L)	101	92	—	—	—	—
TSS (mg/L)	52	49	67	39	57	41
VSS (mg/L)	41	36	49	29	43	29
NH ₃ -N (mg/L)	11.4	11.8	8.7	7.5	10.1	5.8
NO ₃ -N (mg/L)	0.04	0.09	0.99	3.2	0.65	5.74
TKN (mg/L)	17.1	15.1	13.1	10.4	14.9	9.4
Average wastewater temperature (°C)	25	21				
Paired t-test for effluent soluble BOD						
Number of points					16	19
Calculated t					3.3	0.1
Significant difference exists at 95% confidence level					Yes	No

ANEXO A.27

Table 5—Performance summary of 6.1-m trickling filters for test periods 4, 5, and 6.

Test period	Influent			Effluent 60° CF (B) media			Effluent 60° CF (A) media
	4	5	6	4	5	6	
Flow (m³/h)				8.3	5.2	3.7	3.6
Hydraulic load (m/h)				5.8	3.5	2.5	2.4
Organic load (total BOD, kg/m³·d)				1.8	1.0	0.8	0.8
Organic load (soluble BOD, kg/m³·d)				0.9	0.8	0.5	0.4
Intermittent dosing				No	No	No	No
Total BOD (mg/L)	72 } 5A%	72 } 5B%	81 } 5A%	39	29	25	25
Soluble BOD (mg/L)	39	42	46	14	10	11	9
Soluble COD (mg/L)	100	95	124	35	32	36	32
pH	6.9	7.0	7.0	7.0	7.1	7.3	7.2
Alkalinity (mg/L)	83	94	99	79	72	85	69
TSS (mg/L)	49	49	45	42	45	40	40
VSS (mg/L)	—	—	—	—	—	—	—
NH ₃ -N (mg/L)	9.4	8.1	12.0	10.0	6.9	10.7	8.9
NO ₃ -N (mg/L)	0.19	0.5	0.23	0.37	1.8	0.77	2.1
TKN	13.2	13.1	19.0	14.3	9.9	17.8	16.3
Average wastewater temperature (°C)	19	23.5	20				
Paired t-test for effluent soluble BOD							
Number of points							16
Calculated t							1.6
Significant difference exists at 95% confidence level							No

ANEXO A.28

Table 6—Performance summary of 3-m trickling filters for test periods 3, 4, and 5.

Test period	Influent			Effluent 45° CF media			Effluent random media		
	3	4	5	3	4	5	3	4	5
Flow (m³/h)				1.8	1.3	3.6	1.8	1.3	3.6
Hydraulic load (m/h)				1.2	0.9	2.4	1.2	0.9	2.4
Organic load (total BOD, kg/m³·d)				0.6	0.5	1.5	0.6	0.5	1.5
Organic load (soluble BOD, kg/m³·d)				0.4	0.3	0.9	0.4	0.3	0.9
Intermittent dosing				Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Total BOD (mg/L)	66 } 2A%	81 } 2A%	80 } 2A%	46 = 30%	32 = 60%	37 = 5A%	43	35	46
Soluble BOD (mg/L)	42 } 2A%	43 } 2A%	45 } 2A%	13 = 6A%	8 = 7A%	19 = 5B%	18	13	24
Soluble COD (mg/L)	102	90	124	47	29	37	55	36	44
pH	7.0	7.0	7.0	7.1	7.0	7.3	7.1	7.1	7.3
Alkalinity (mg/L)	87	96	100	80	41	94	80	82	98
TSS (mg/L)	45	50	46	52	45	48	40	50	45
VSS (mg/L)	30	—	—	34	—	36	33	—	33
NH ₃ -N (mg/L)	9.2	8.6	12.7	9.5	2.4	12.6	10.0	7.4	12.8
NO ₃ -N (mg/L)	0.39	0.05	0.23	0.59	4.2	0.30	0.67	1.43	0.13
TKN (mg/L)	14.1	12.9	19.0	13.7	6.2	17.8	13.9	11.0	19.2
Average wastewater temperature (°C)	18	23	20						
Paired t-test for effluent BOD									
Number of points							12	11	13
Calculated t				194			3.5	3.2	6.5
Significant difference exists at 95% confidence level							Yes	Yes	Yes

ANEXO A.29

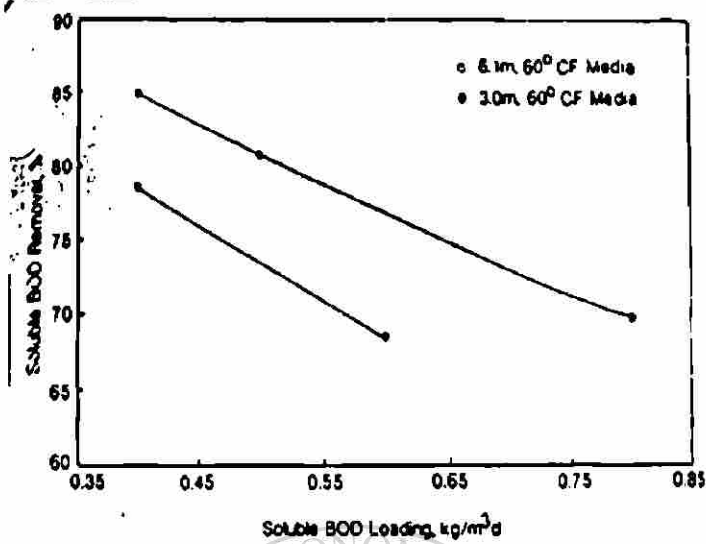


Figure 2—Soluble BOD loading versus soluble BOD removal in 6.1-m and 3-m towers with 60° CF media.

ANEXO A.30

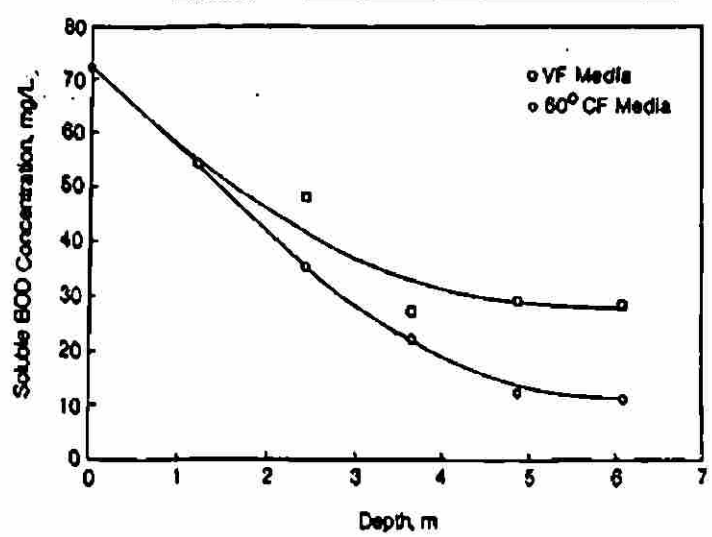
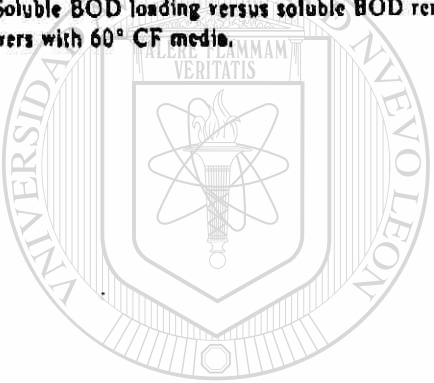


Figure 5—Soluble BOD profile through VF and 60° CF media at 2.3 m/h hydraulic loading.



UANL

ANEXO A.31

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Table 7—Kinetic coefficients for various media types.

Media type	Number of points	n	k (L/m ³ · s) ^{0.667}	Correlation coefficient
60° CF (A)	5	0.65	2.14 × 10 ⁻³	0.9997
60° CF (B)	3	0.65	2.31 × 10 ⁻³	0.993
45° CF	5	0.65	2.22 × 10 ⁻³	0.998
VF	3	0.65	1.48 × 10 ⁻³	0.9995
Random	3	0.65	1.48 × 10 ⁻³	0.998

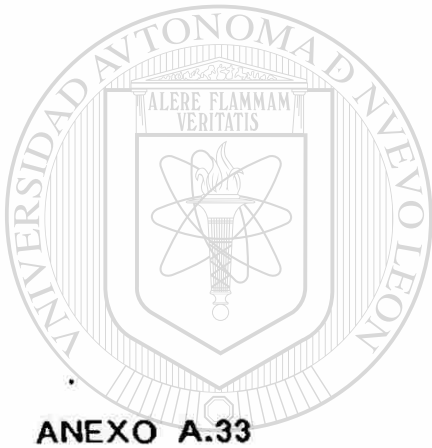
¹ Based on soluble BOD.

ANEXO A.32

Table 5—Comparison of k values from various trickling filter studies using $n = 0.5$.

	$k, (L/m^2 \cdot s)^{0.5}$				Tower Influent soluble BOD, mg/L	Effluent recycle used
	CF		VF			
	$A_s = 98 m^2/m^3$	$A_s = 140 m^2/m^3$	$A_s = 101 m^2/m^3$	$A_s = 135 m^2/m^3$		
Hillsboro ⁴	1.67×10^{-3}	—	2.03×10^{-3}	—	119	No
	1.67×10^{-3}	—	2.14×10^{-3}	—	140	Yes
Duck Creek ⁵	1.88×10^{-3}	—	1.40×10^{-3}	—	68	Yes
Malmö ^{3,6}	—	1.73×10^{-3}	—	1.05×10^{-3}	44	Yes
Utøy Creek	2.13×10^{-3}	—	1.45×10^{-3}	—	54	No

Note—Duck Creek k values corrected for temperature.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

CENTRAL DE BIBLIOTECAS

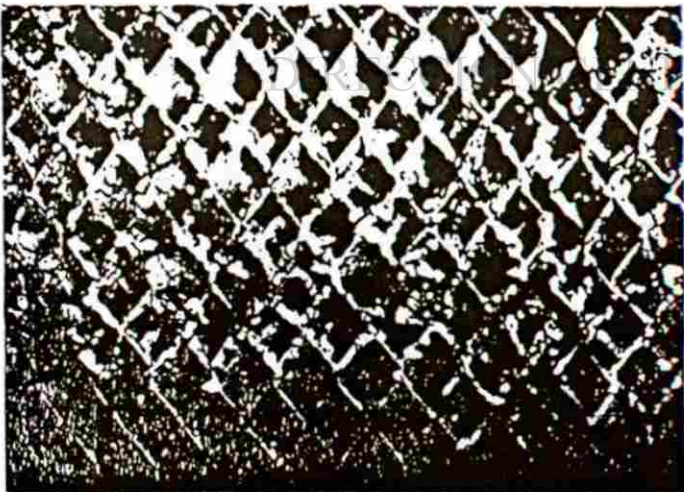


Figure 11—Solids accumulation on 60° CF media, 1.2 m from top of trickling filter operated 6 weeks at $1.3 kg/m^3 \cdot d$ total BOD.

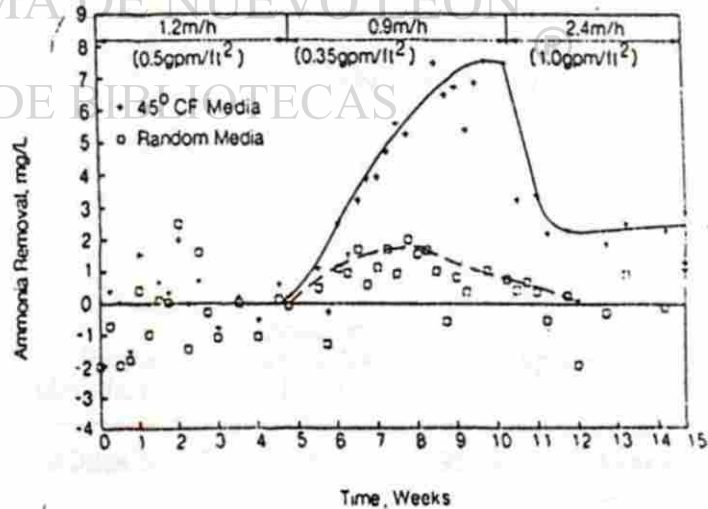
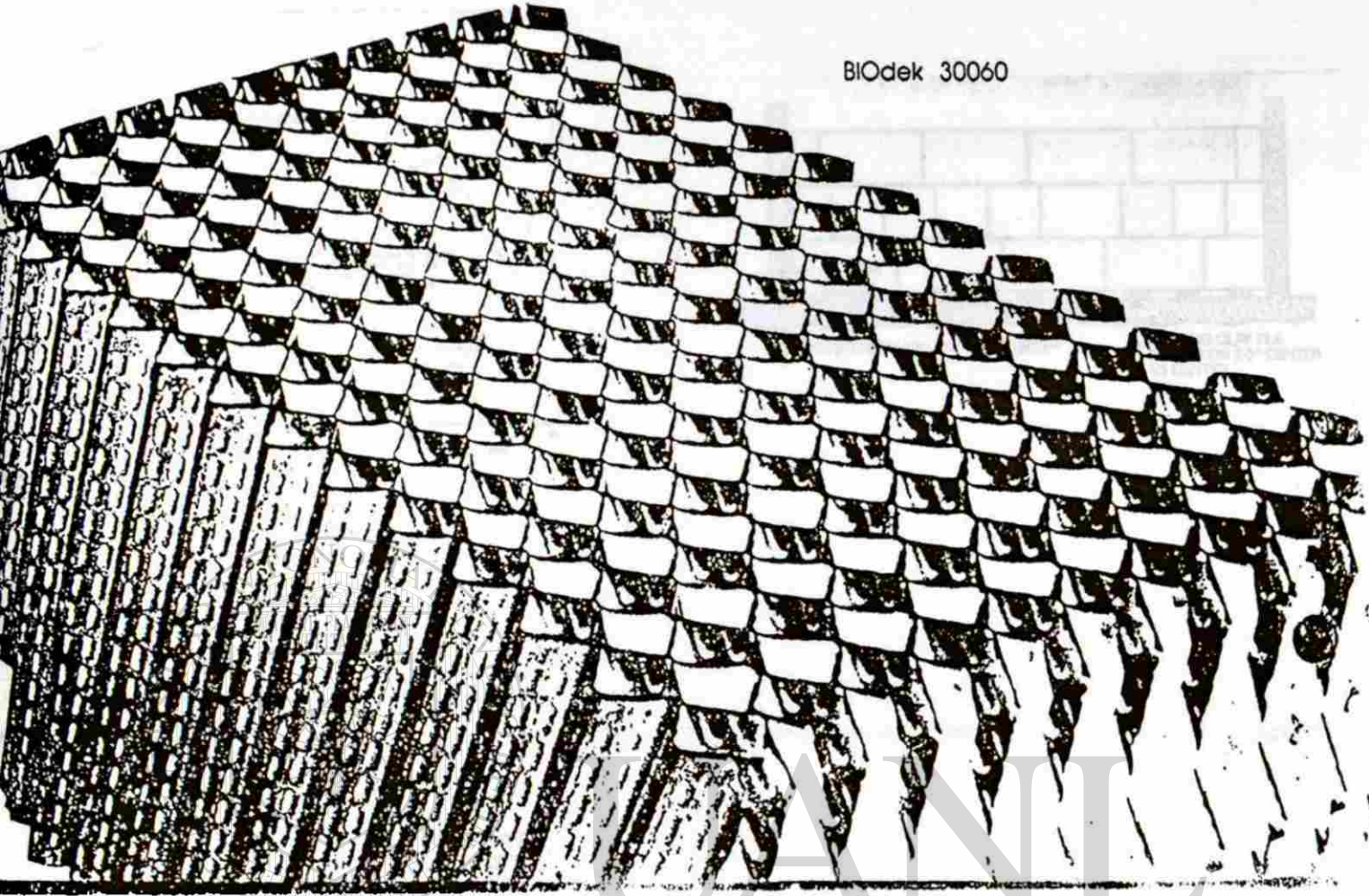


Figure 13—Ammonia removal of 45° and random media over time at three hydraulic loadings.

ANEXO A.35

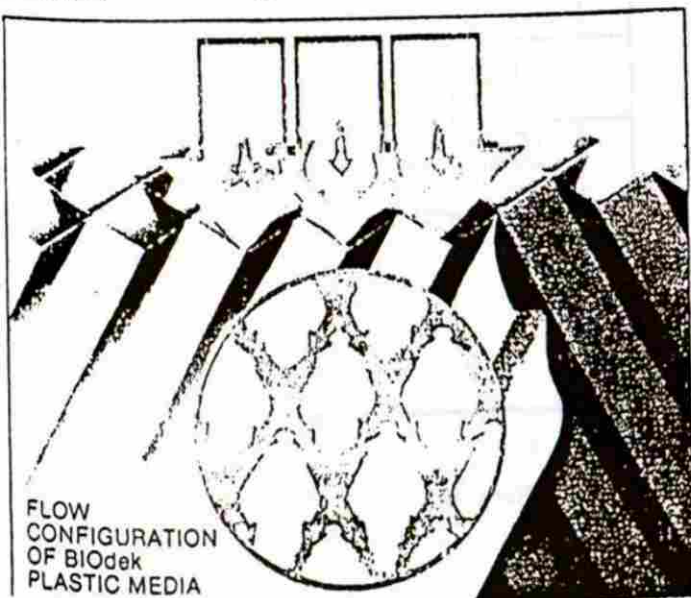


BIOdek 30060

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

ANEXO A.36

ANEXO A.37



FLOW CONFIGURATION OF BIOdek PLASTIC MEDIA

Product Identification #	Specific Surface Area ft ² /ft ³	Void Ratio %	Application
BIOdek 30060	30	>95	BOD Reduction, Anaerobic
BIOdek 19060	42	>95	BOD Reduction, Nitrification, Denitrification, Anaerobic
BIOdek 12060	68	>95	Nitrification, Odor Control, Other special applications

ANEXO A.38

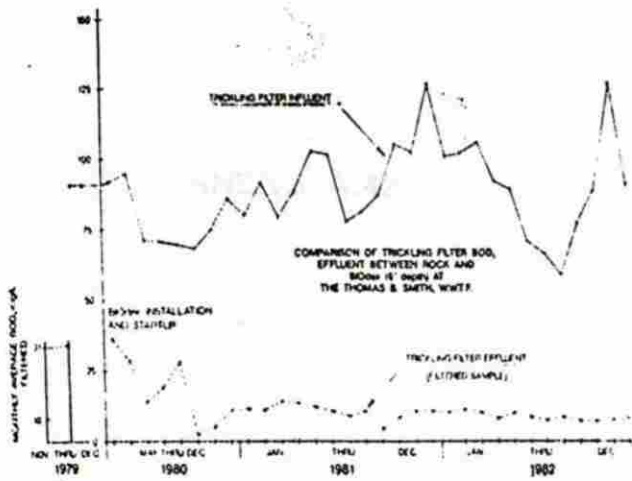
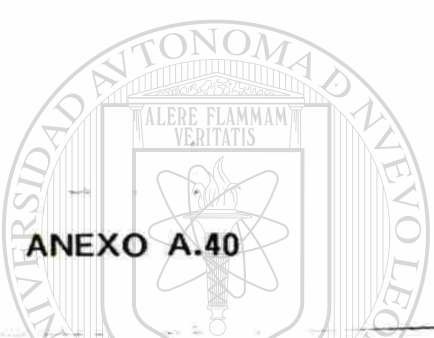
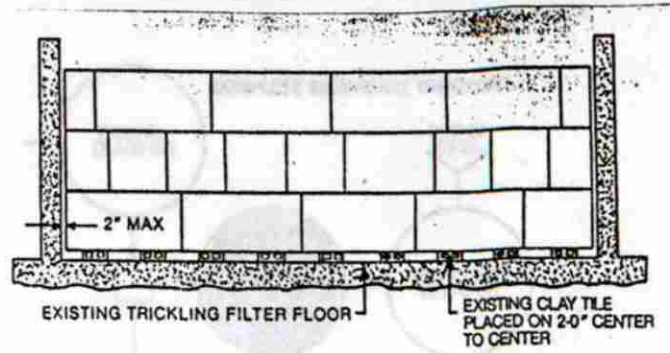


Fig. 4-2

ANEXO A.39

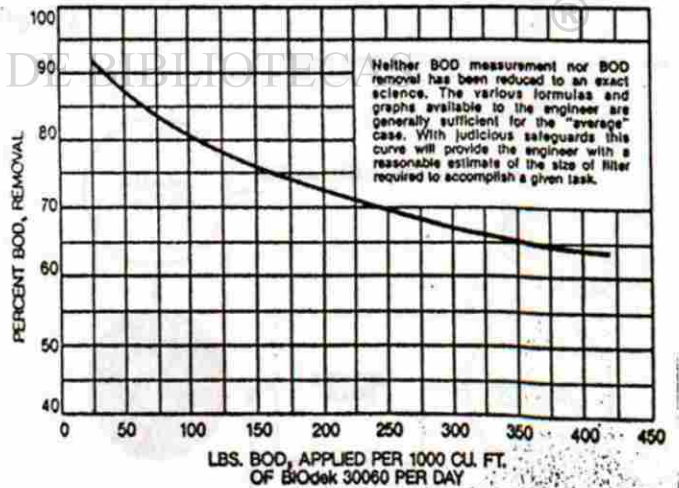
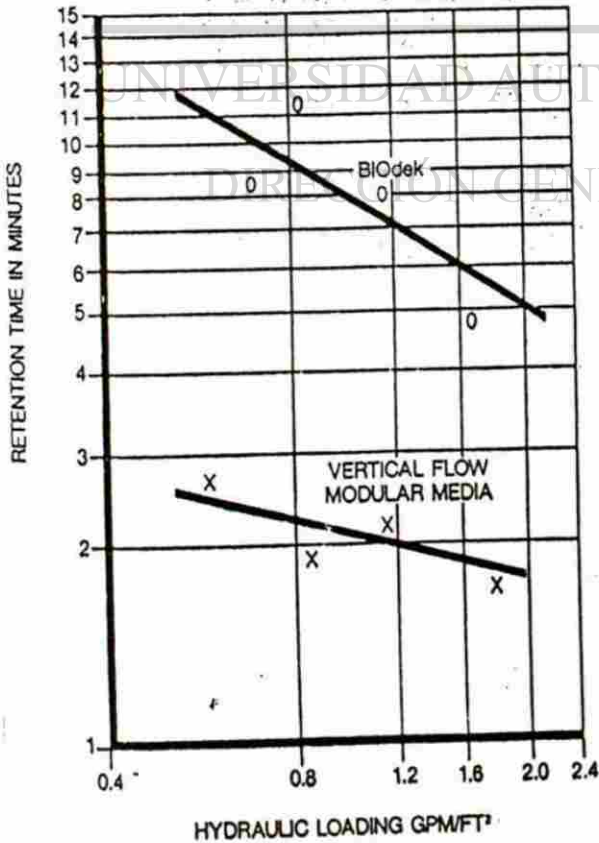


ANEXO A.40

COMPARISON OF RETENTION TIME BETWEEN BIOdek AND VERTICAL MODULAR PLASTIC SHEET MEDIA AT A DEPTH OF 10 FEET.



ANEXO A.41



ANEXO A.42

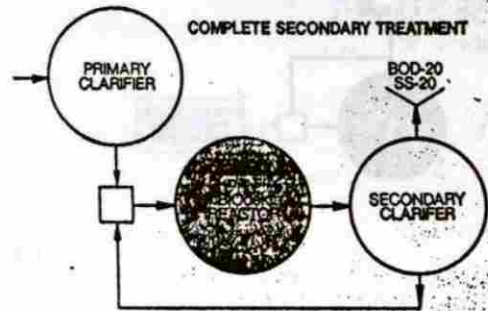


Fig. 6-1

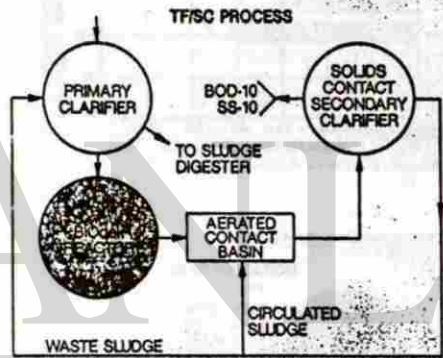


Fig. 6-2

ANEXO A.44

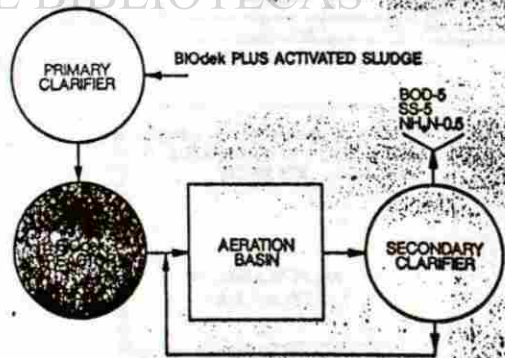


Fig. 6-3

ANEXO A.45

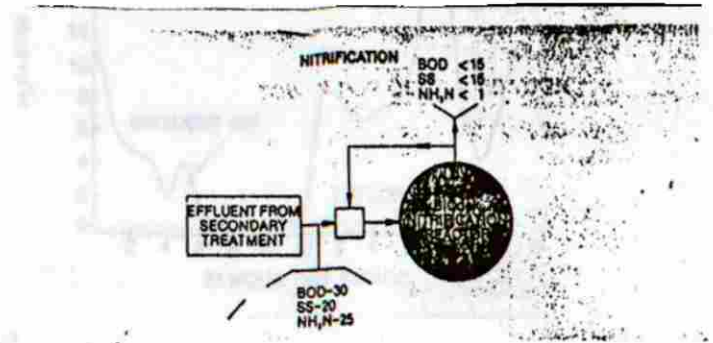


Fig. 7-1

ANEXO A.46

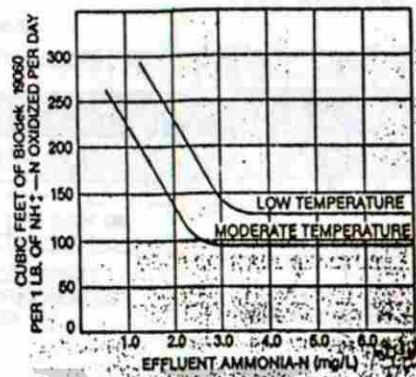


Fig. 7-2

ANEXO A.47

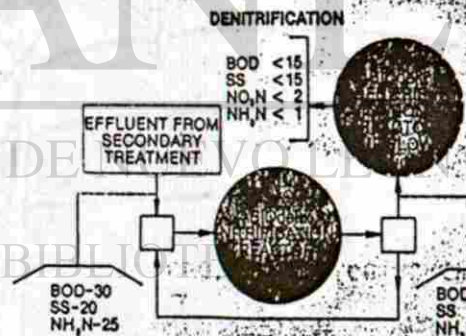


Fig. 7-3

ANEXO A.48

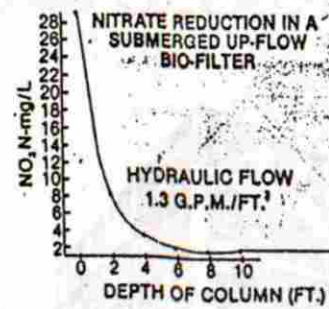


Fig. 7-4

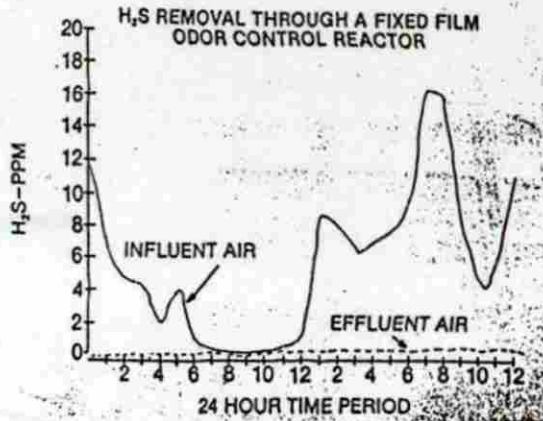
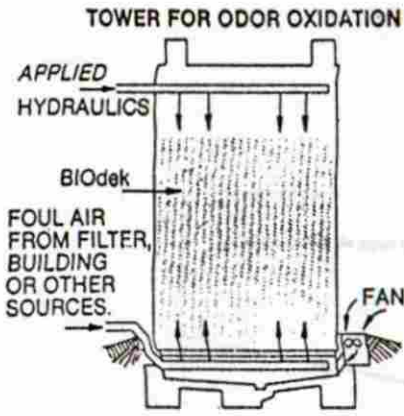


Fig. 8-2

ANEXO A.51

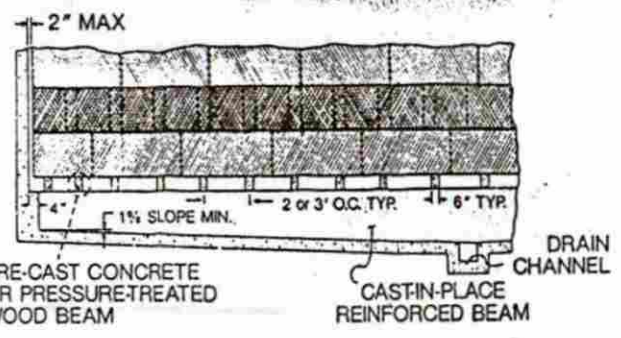
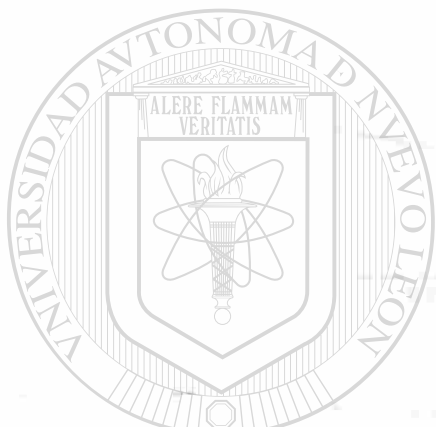


Fig. 9-1

ANEXO A.52

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DIRECCIÓN GENERAL

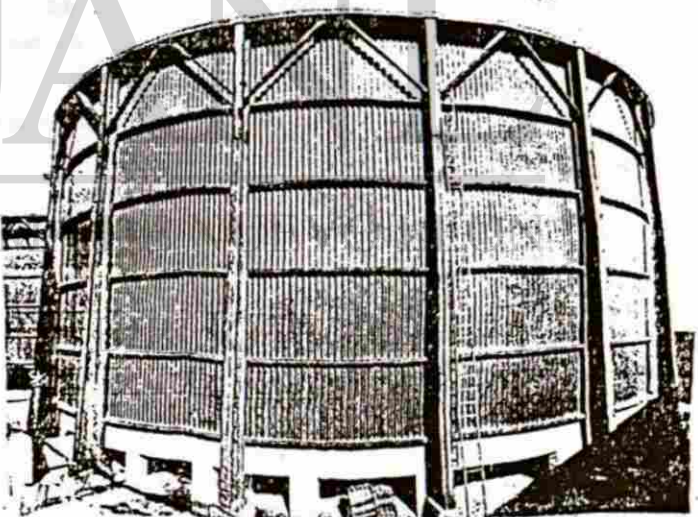


Fig. 9-2

ANEXO A.53

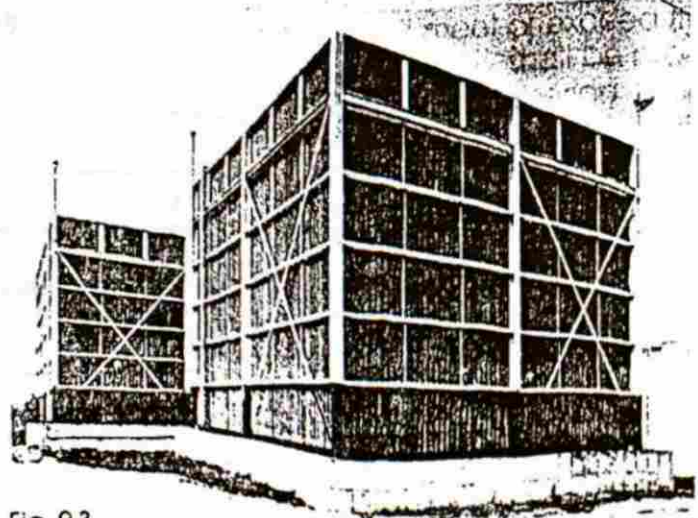
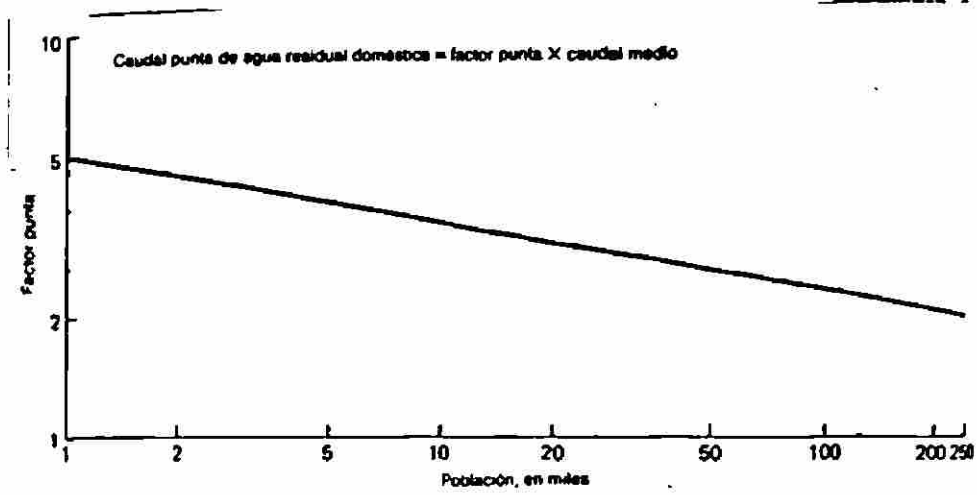
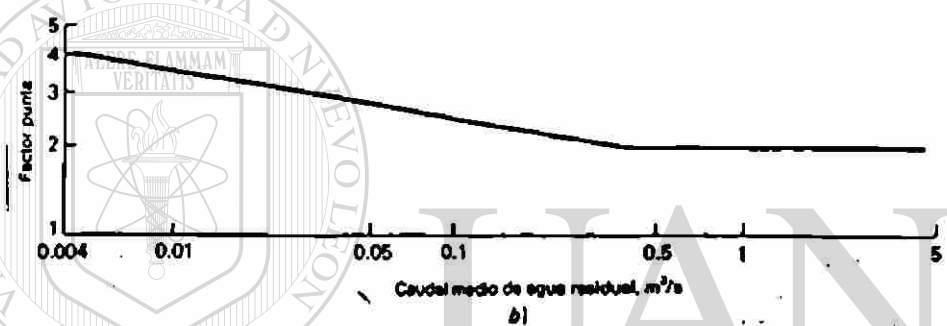


Fig. 9-3

ANEXO A.54



a)



b)

Fig. 2.4 Factores punta para caudales de aguas residuales domésticas

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

ANEXO A.55

Tabla 6.1 Valores de β dehidros a Kirschmer [1.3]

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

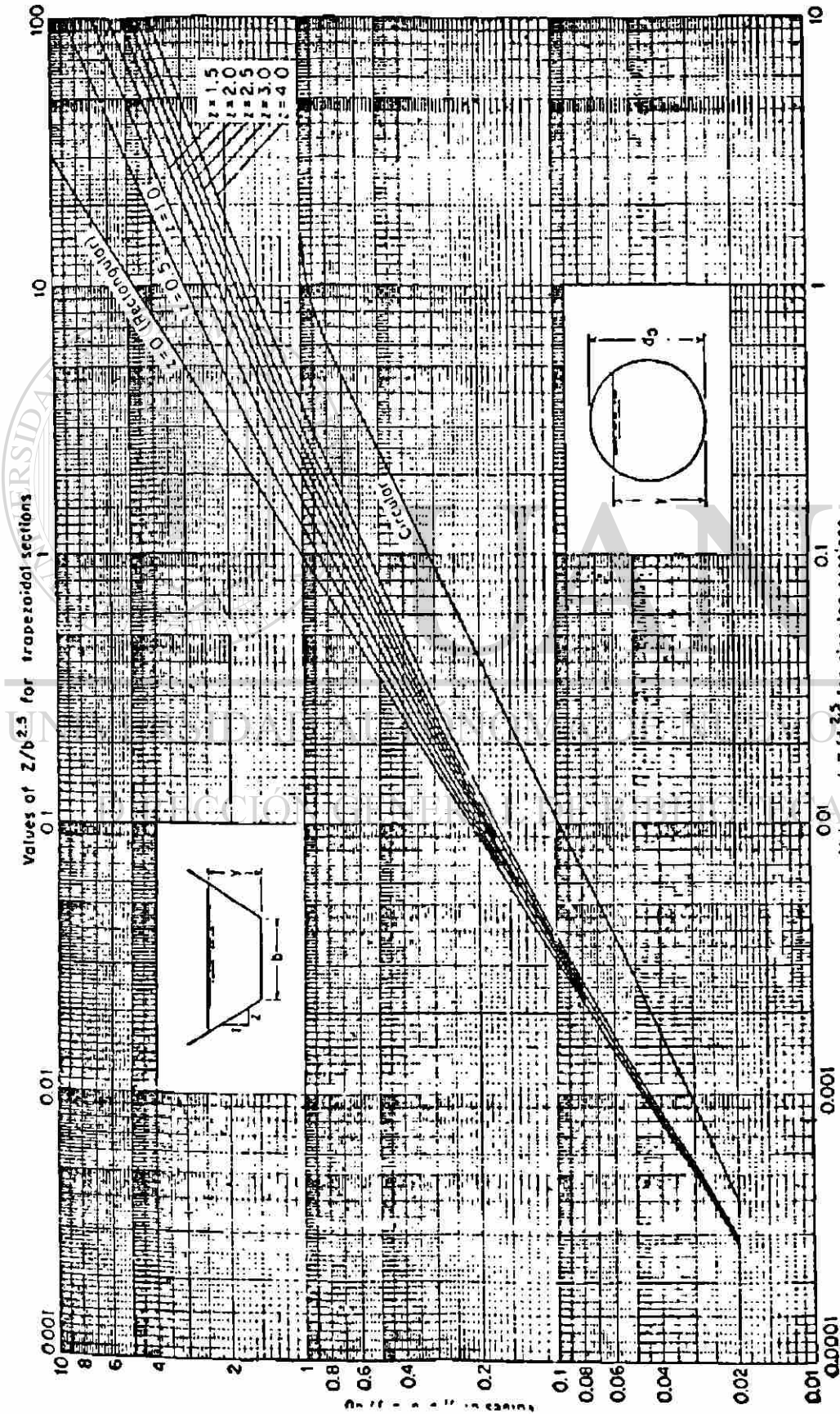


Fig. 4-1. Curves for determining the critical depth.

Tabla No. 2 .- Fórmulas para Vertedores Parshall

DIMENSIÓN O GARGANTA	FÓRMULA	DESCARGA LIBRE	
		GASTOS (L.P.S.)	
		MIN.	MAX.
1"	$Q = (0.338) (Ha)^{1.55}$	0.28	5.40
2"	$Q = (0.676) (Ha)^{1.55}$	0.57	13.30
3"	$Q = (0.992) (Ha)^{1.55}$	0.85	34.00
6"	$Q = (2.06) (Ha)^{1.58}$	1.40	82.00
9"	$Q = (3.07) (Ha)^{1.53}$	2.83	161.00
1.0 piés	$Q = (4) (W) (Ha)^{(1.522 (W)^{0.026})}$	9.90	456.00
1.5 piés		-	697.00
2.0 piés		18.70	937.00
3.0 piés	$Q = (4) (W) (Ha)^{(1.522 (W)^{0.026})}$	27.40	1,427.00
4.0 piés		35.70	1,917.00
6.0 piés		75.00	2,930.00
8.0 piés		393.00	3,950.00
12.0 piés	$Q = (46.25) (Ha)^{1.6}$	226.00	9,900.00
15.0 piés	$Q = (57.81) (Ha)^{1.6}$	226.00	17,000.00
20.0 piés	$Q = (76.25) (Ha)^{1.6}$	283.00	28,300.00
25.0 piés	$Q = (94.69) (Ha)^{1.6}$	-	-
30.0 piés	$Q = (113.13) (Ha)^{1.6}$	424.00	42,450.00
40.0 piés	$Q = (160) (Ha)^{1.6}$	568.00	56,600.00

Fuente: "WATER MEASUREMENT MANUAL", U.S. Dept. Of Interior, Bureau of Reclamation.

2a. Edición (1975) Reimpresión Revisada.

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

UNIDADES:

Q = Gasto en piés cúbicos por segundo.

Ha = Carga sobre el vertedor "Parshall", medida a una distancia de 2/3 del lado "A" (desde la garganta), expresada en piés.

Un pié = 30.5 cm.

Un pié/segundo = 28.317 Litros por segundo.

SECCIÓN INGENIERÍA AMBIENTAL, FAC. DE ING. CIVIL U.A.N.L.
III-17-87

ANEXO A.58

Tabla 29-1. Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)

W	A	B	C	D	E	F	G	K	H	
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	29
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	57
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	114
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	114
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	229
1 ¹ / ₂ '	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	229
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	229
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	229
4'	122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	229
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	229
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	229
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	229
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	229
10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	343

UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

ANEXO A.59

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

Tabla 29-2. Límites de aplicación. Medidores Parshall con descarga libre

W (pulg y cm)	Capacidad (l/s)		
	Mínima	Máxima	
3	7.6	0.85	53.8
6	15.2	1.52	110.4
9	22.9	2.55	251.9
1'	30.5	3.11	455.6
1 ¹ / ₂ '	45.7	4.25	696.2
2	61.0	11.89	936.7
3	91.5	17.26	1 426.3
4	122.0	36.79	1 921.5
5	152.5	62.8	2 422
6	183.0	74.4	2 929
7	213.5	115.4	3 440
8	244.0	130.7	3 950
10	305.0	200.0	5 660

ANEXO A.60

Tabla No. 1.- Información típica para diseño de Tanques Sedimentadores Primarios (Agua Residual Doméstica)

ASPECTO	VALORES	
	RANGO	TÍPICO
Sedimentación primaria, seguida de tratamiento secundario Tiempo de retención, horas	1.5 - 2.5	2
Carga hidráulica superficial en m³/m² día Gasto Promedio (m ³ /m ² -día) Gasto Pico (máx) (m ³ /m ² -día)	32 - 48 80 - 120	100
Carga sobre vertedor de salida en m ³ /m-día	125 - 500	250
Sedimentación Primaria, con retorno de exceso de Lodos activados Tiempo de retención, horas	1.5 - 2.5	2
Carga hidráulica Superficial en m³/m²-día): Gasto Promedio (m ³ /m ² -día) Gasto Pico (m ³ /m ² -día)	24 - 32 48 - 70	60
Carga hidráulica sobre el vertedor en m ³ /m- día	125 - 500	250

ESPECIFICACIONES DE VERTEDORES EN SEDIMENTADORES PRIMARIOS

* Las cargas sobre los vertedores de salida, de preferencia no deben exceder de 4.3 Litros/segundo por metro de vertedor en plantas grandes, para flujo máximo y el vertedor deberá alejarse de las corrientes ascendentes de la pared, o bien no más de 2.8 lps/m de vertedor y localizado en la pared.

En tanques pequeños, no debe ser mayor de 1.4 lps/m, vertedor para gastos promedio y no más de 2.8 Lps/m vertedor, para gasto pico.

* La velocidad ascendente en la zona inmedita al vertedor, deberá limitarse a valores entre 3.0 a 7.0 m/hora, ubicando si es necesario, vertedores múltiples en lostanques . rectangulares.

* Los vertedores de salida cerca de la pared, no deben estar a menos de 3.0 m del fondo.

Fuente: Tabla 8-6, "Wastewater Engineering: Treatment Disposal Reuse, Ed. Metcalf & Eddy Inc.1972. Mc-Graw Hill Book Co.

Tabla No. 2 - Algunas recomendaciones generales para Tanques Sedimentadores (Agua Residual Doméstica).

No.	RECOMENDACIÓN
1	Tiempo de Retención. Primarios: a) 1.5 Horas si es previa a tratamiento secundario. b) 2.0 Horas si es el último tratamiento. (Instalar desnatador y evitar salida de natas con el efluente) Eficiencia de remoción de DBOs: de 25 a 45%
2	Velocidad Seccional: de 0.15 a 1.20 m/minuto.
3	Velocidad flujo en canales influentes: de 0.15 a 0.5 m/segundo.
4	Velocidad de rastras: 0.3 m/minuto.
5	Profundidad: 2.40 m ó más.
6	Pendiente del fondo: a) Tanques Rectangulares: de 0.5/100 a 1/100 b) Circulares.- Vert : Horiz.- 1 : 12 c) Tolvas/fodos: Vert : Horiz.- de 1.2 a 2.0 : 1
7	Relación Largo : Ancho (en planta) .- 3 a 5 : 1
8	Anchos de tanque, en función de rastras: de 6 a 12 piés (módulos).
9	Largo máximo: 250 piés.
10	Carga sobre vertedores: 1.65 a 2.1 L.p.s./m lineal de vertedor.
11	Mamparas entrada (tanques primarios): Instalados a una distancia de 5 a 10% del largo del tanque. Profundidad 60 a 90 cm sobresaliendo unos 10 cm. sobre la superficie.
12	El tiempo de recorrido del agua a lo largo del tanque, debe ser mayor que el tiempo requerido para que las partículas (que desean removerse en un 100%) lleguen al fondo del tanque

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

ANEXO A.62

Design Criteria -

- Hydraulic loading (with recirculation)
 - Secondary treatment - 15 to 90 Mgal/acre/d₂
 - 350 to 2050 gal/d/ft²
- Roughing - 60 to 200 Mgal/acre/d₂
- 1400 to 4600 gal/d/ft²
- Recirculation ratio - 0.5:1 to 5:1
- Washing interval - Not more than 15 sec (continuous)
- Backwashing - continuous

Organic loading

- a. Secondary treatment - 450 to 1750 lb BOD₅/d/acre₃ ft
- 10 to 40 lb BOD₅/d/1000 ft²
- b. Roughing - 4500 to 22,000 lb BOD₅/d/acre₃ ft
- 100 to 500 lb BOD₅/d/1000 ft²
- Bed Depth - 20 to 30 ft
- Power requirements - 10 to 50 hp/Mgal
- Underdrain minimum slope = 1%

ANEXO A.63

Table 1—Raw data collected during fall and winter testing periods.

Date	Flow to trickling filter, m ³ /s	Average temperature, °C	Total BOD primary effluent, mg/L	Dissolved BOD ₅ primary effluent, mg/L	Total BOD ₅ trickling filter effluent, mg/L	Dissolved BOD ₅ trickling filter effluent, mg/L
9/9/84	0.066 (1.5) ^a	20.0 ^b	74	—	11	—
9/14/84	0.050 (1.5) ^a	27.5 ^b	57	—	17	—
9/21/84	0.066 (1.5) ^a	27.0 ^b	56	—	19	—
9/27/84	0.066 (1.5) ^a	20.0 ^b	65	—	19	—
10/18/84	0.066 (1.5) ^a	25.5 ^b	120	—	38	—
10/25/84	0.066 (1.5) ^a	25.5 ^b	130	—	24	—
1/17/85	0.061 (1.4)	21.0	76	13	13	9.5
1/18/85	0.061 (1.4)	20.5	29	13	15	6.1
1/24/85	0.088 (2.0)	20.0	75	44	32	18
1/25/85	0.092 (2.1)	20.5	50	29	23	13
1/31/85	0.083 (2.0)	20.0	73	38	27	14
2/1/85	0.088 (2.0)	18.5	53	22	22	9.5
2/7/85	0.096 (2.2)	18.5	64	34	32	17
2/8/85	0.088 (2.0)	19.0	45	30	24	12
2/14/85	0.070 (1.6)	23.0	80	33	16	9.2 [®]
3/14/85	0.074 (1.7)	21.5	66	37	18	12

^a Estimated flow

^b Estimate based on temperature of primary effluent of activated sludge plant

ANEXO A.64

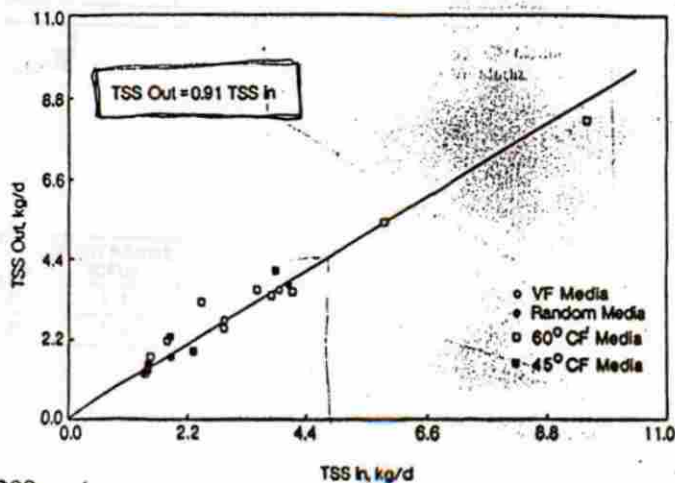


Figure 4—Total suspended solids in versus total suspended solids out of 3-m and 6.1-m trickling filters with various media.

ANEXO A.65

TABLA 10-18

Información típica de proyecto para combinaciones de procesos de tratamiento aerobios^a

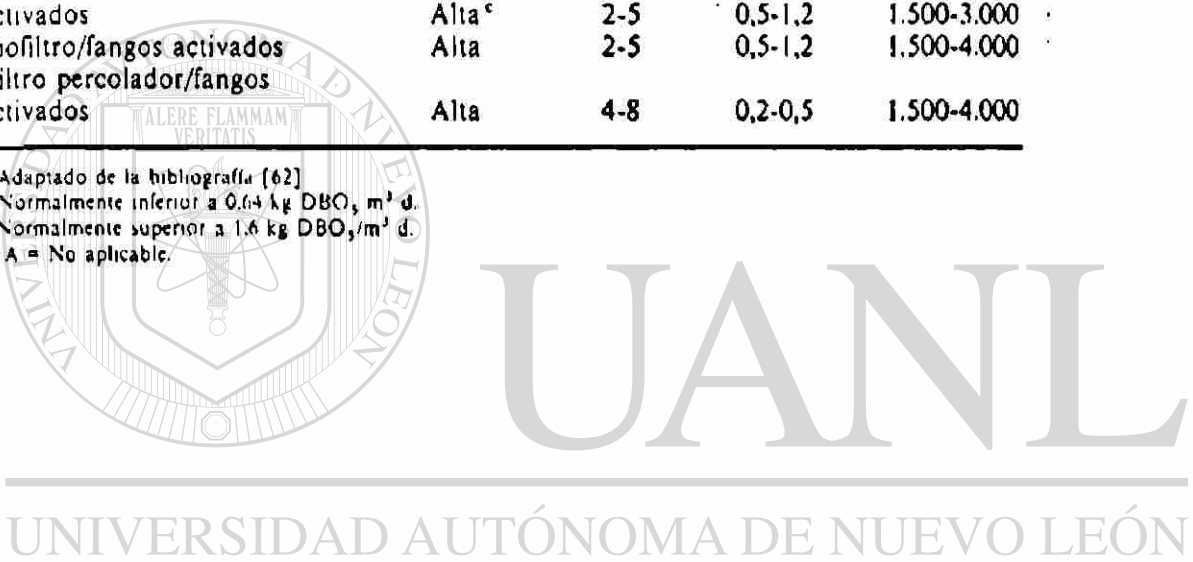
Combinación de procesos	Carga de los filtros percoladores	Tanques de aireación		
		θ_c, d	F/M, kg DBO ₅ aplicada/kg SSVLM · d	SSLM, mg/l
Biofiltro activado	Baja ^b	N/A	N/A	1.500-4.000
Filtro percolador/contacto de sólidos	Baja	0,5-2,0	N/A	1.000-3.000
Filtro de desbaste, fangos activados	Alta ^c	2-5	0,5-1,2	1.500-3.000
Biofiltro/fangos activados	Alta	2-5	0,5-1,2	1.500-4.000
Filtro percolador/fangos activados	Alta	4-8	0,2-0,5	1.500-4.000

^a Adaptado de la bibliografía [62]

^b Normalmente inferior a 0,64 kg DBO₅/m³ d.

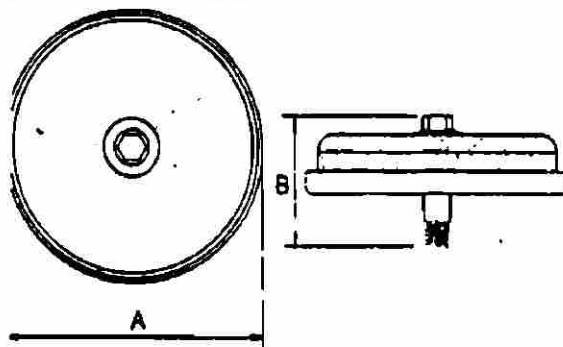
^c Normalmente superior a 1,6 kg DBO₅/m³ d.

N/A = No aplicable.



ANEXO A.66

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS



CERAMIC DOME SERIES	THREAD NPT	A	B	FLOW RANGE (CFM)
FBP-775	1/2"	2 1/2"	3 1/4"	5-7
FBS-775	1/2"	2 1/2"	3 1/4"	5-7

PRESSURE PERFORMANCE DATA

Air at Standard Conditions:

ANEXO A.67

Sea Level 14.7 PSIA

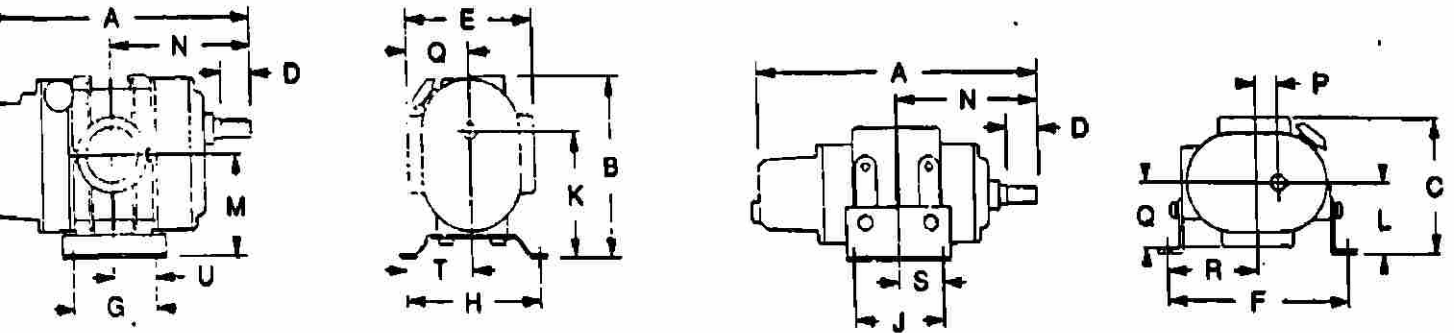
89° F Inlet Temperature

65% Relative Humidity

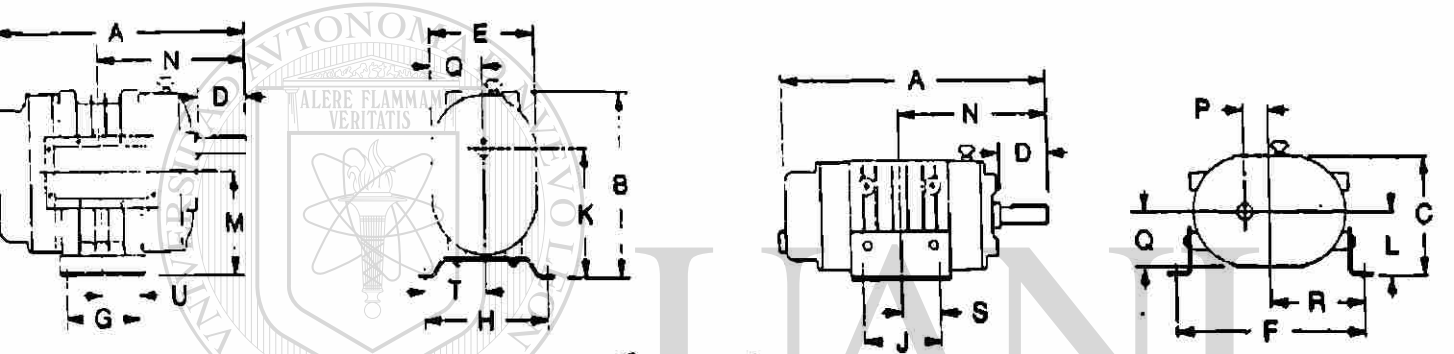
For performance with gases other than air, or at non-standard conditions, contact your authorized DuroFlow distributor.

MODEL	RPM	4 PSIG		6 PSIG		8 PSIG		10 PSIG		12 PSIG		15 PSIG	
		CFM	BHP	CFM	BHP	CFM	BHP	CFM	BHP	CFM	BHP	CFM	BHP
3004	2950	94	2.5	85	3.7	78	4.8	72	6.0	68	7.1	—	—
	3550	121	3.1	112	4.5	105	5.9	99	7.3	93	8.7	85	10.8
	4000	141	3.6	133	5.2	125	6.8	119	8.3	113	9.9	105	12.3
3006	2950	146	3.7	133	5.4	123	7.2	114	8.9	105	10.7	—	—
	3550	186	4.6	174	6.7	164	8.8	154	10.9	146	13.0	135	16.1
	4000	217	5.2	205	7.6	194	10.0	185	12.4	177	14.7	165	18.3
4504	1750	131	3.5	117	5.3	104	7.0	94	8.7	84	10.4	—	—
	2950	266	6.4	251	9.2	239	12.1	228	15.0	218	17.9	205	22.2
	4000	383	9.3	369	13.2	356	17.1	346	21.0	336	24.9	323	30.8
4506	1750	199	5.3	178	7.8	160	10.4	144	12.9	130	15.5	—	—
	2950	401	9.2	380	13.6	362	17.9	346	22.2	331	26.5	312	33.0
	4000	577	13.2	556	19.1	538	24.9	522	30.8	508	36.7	489	45.4
4509	1750	310	7.8	281	11.7	256	15.5	235	19.4	215	23.2	—	—
	2950	613	13.6	584	20.0	559	26.5	537	33.0	517	39.5	491	49.2
	4000	877	19.1	848	27.9	823	36.7	802	45.4	782	54.2	755	67.4
4512	1750	427	10.4	390	15.5	360	20.6	333	25.8	309	30.9	—	—
	2950	830	17.9	794	26.5	763	35.2	736	43.8	712	52.5	679	65.4
	4000	1183	24.9	1146	36.7	1116	48.4	1089	60.1	1065	71.8	1032	89.4
4518	1750	681	16.0	636	23.7	598	31.3	565	39.0	—	—	—	—
	2950	1286	28.7	1241	41.7	1203	54.6	1170	67.6	—	—	—	—
	4000	1815	42.1	1770	59.6	1732	77.2	1699	94.8	—	—	—	—
7009	1500	622	15.8	563	23.5	513	31.2	469	38.9	429	46.7	—	—
	1800	799	19.1	740	28.4	690	37.7	646	46.9	606	56.2	552	70.1
	2650	1300	29.3	1241	42.9	1191	56.5	1147	70.2	1108	83.8	1054	104.3
7012	1500	853	21.0	779	31.4	716	41.7	660	52.0	610	62.4	—	—
	1800	1090	25.4	1016	37.8	953	50.2	897	62.6	847	75.0	779	93.6
	2650	1762	38.5	1687	56.8	1624	75.0	1569	93.3	1519	111.5	1451	138.9
7015	1500	1088	26.0	1002	38.8	929	51.6	866	64.5	808	77.3	—	—
	1800	1382	31.4	1296	46.8	1223	62.2	1160	77.5	1102	92.9	1024	116.0
	2650	2215	47.3	2129	69.9	2056	92.6	1993	115.2	1935	137.9	1857	171.8
7018	1500	1322	31.2	1221	46.7	1136	62.1	1061	77.5	993	93.0	902	116.1
	1800	1676	37.7	1575	56.2	1490	74.7	1415	93.2	1347	111.8	1256	139.5
	2650	2679	56.5	2578	83.8	2493	111.1	2418	138.3	2350	165.6	2259	206.5
7023	1500	1709	41.9	1584	61.6	1479	81.4	1386	101.1	1303	120.9	—	—
	1800	2162	51.5	2037	75.2	1932	98.9	1839	122.6	1756	146.3	—	—
	2600	3370	80.8	3245	115.0	3140	149.2	3047	183.5	2964	217.7	—	—
7028	1500	2094	51.4	1944	75.4	1818	99.5	1707	123.6	—	—	—	—
	1800	2646	63.4	2496	92.2	2370	121.1	2259	150.0	—	—	—	—
	2600	4118	100.3	3968	142.0	3842	183.8	3731	225.5	—	—	—	—

0 SERIES



5 SERIES



Tu no 3b

	30 SERIES			45 SERIES			
MODEL	3004	3006	4504	4506	4509	4512	4518
BARE BLOWER WEIGHT	90 lbs.	110 lbs.	190 lbs.	220 lbs.	260 lbs.	300 lbs.	460 lbs.
ALL FOLLOWING DIMENSIONS IN INCHES							
INLET AND DISCHARGE CONNECTIONS	2.5 NPT	3 NPT	4 NPT	4 NPT	4 OR 5 NPT	6 NPT	8 FLANGE
MOUNTING BOLT HOLE DIAMETER	0.56	0.56	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69
SHAFT DIAMETER	1.00	1.00	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44
A	16.64	18.64	17.84	21.34	24.34	27.34	33.42
B	11.62	11.62	16.37	16.37	16.37	16.37	16.37
C	8.81	8.81	10.50	10.50	10.50	10.50	12.12
D	2.00	2.00	3.13	4.63	4.63	4.63	4.63
E	8.62	8.62	9.75	9.75	9.75	9.75	13.00
F	12.50	12.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50
G	4.00	5.50	4.88	6.88	6.88	9.88	15.88
H	9.00	9.00	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50
J	4.00	5.50	5.00	7.00	7.00	10.00	16.00
K	8.06	8.06	11.35	11.35	11.35	11.35	11.35
L	4.50	4.50	5.62	5.62	5.62	5.62	5.62
M	6.56	6.56	9.10	9.10	9.10	9.10	9.10
N	8.35	9.35	10.02	12.52	14.02	15.52	18.52
P	1.50	1.50	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
Q	4.31	4.31	4.88	4.88	4.88	4.88	6.50
R	7.75	7.75	8.75	8.75	8.75	8.75	8.75
S	2.00	2.75	2.50	3.50	3.50	5.00	8.00
T	4.50	4.50	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75
U	2.00	2.75	2.42	3.44	3.44	4.94	7.94

ANEXO A.69

MODEL CLC15F FLOCCULATING SCRAPER CAGE DRIVE CLARIFIER

(Work with Drawings CLC15F01, SDDGA001, and SDTGA002)

TANK DIA.	MIN. SWD	FLOW (GPM)			TORQUE (FT-LBS)	FLOCC. WELL		CENTER PIER					LAUNDRER WIDTH	TANK DIA.
		RISE RATE				DIA.	SIDE DEPTH	COLUMN DIA.	FLAT DIA.	ANCHOR BOLTS				
		0.35	0.56	1.1						CIRCLE	NO.	SIZE		
A	B	(GPM/SQ.FT.)			D	E	F	G	H	J	K	L	M	A
25'	14'	172	275	540	6000	12'	7'	*8"	18"	3'-0"	2'-3"	3/4"	1'-0"	25'
30'		247	396	778		14'		30'						
35'		337	539	1058		16'		35'						
40'		440	704	1382		18'		40'						
45'	15'	557	891	1749	9000	20'	8'	*14"	20"	3'-3"	2'-4 1/2"	7/8"	1'-3"	45'
50'		687	1100	2160		22'		50'						
55'		832	1330	2613		24'		55'						
60'		990	1583	3110		26'		60'						
65'	16'	1161	1858	3650	13,500	28'	9'	24"	20"	3'-8"	2'-8"	1"	1'-8"	65'
70'		1347	2155	4233		30'				70'				
75'		1546	2474	4860		32'				75'				
80'		1759	2815	5529		34'				80'				
85'	18'	1986	3178	6242	18,500	36'	10'	30"	24"	4'-3"	3'-1 1/2"	1 1/8"	1'-10"	85'
90'		2227	3563	6998		38'				90'				
95'		2481	3969	7797		40'				95'				
100'		2749	4398	8639		39,000				100'				

*Influent Pipe diameter is smaller than Center Column to keep flow velocities above 1.1 fps.

CLC15F11
04-20-97

TANK DIA.	WALKWAY BRIDGE				TANK		SLUDGE PIT		WEIR ANCHORS @ 2'-0" O.C.		TANK DIA.
	BEAM SIZE	ANCHOR BOLTS		DEPTH	RISE	SLOPE (IN./FT.)	SIZE	DEPTH	NO.	CLOSURE	
		WIDTH	CENT. DIST.								
A	N	O	P	Q	R	S	U	V	W	X	A
25'	C 8x11.5	2'-9 3/4"	12'-11"	10 3/4"	2'-9"	3	2'-6"	3'-0"	34	1'-6 1/2"	25'
30'			15'-5 1/4"		2'-9 3/4"	2 1/2			42	1'-8"	30'
35'			17'-11 3/8"		3'-4"				50	11 1/2"	35'
40'	20'-5 3/8"	3'-10"	57	1'-1 1/8"	40'						
45'	C 10x15.3	2'-9 1/2"	22'-11 1/2"	12 3/4"	3'-5 3/4"	2	3'-6"	3'-0"	65	9 5/8"	45'
50'			25'-5 1/2"		3'-10 3/4"				72	11 1/4"	50'
55'			27'-11 5/8"		4'-3 1/2"				80	7 3/4"	55'
60'			30'-5 5/8"		3'-6 1/4"				87	1'-3 3/4"	60'
65'	C 12x20.7	2'-9"	32'-11 5/8"	14 3/4"	3'-10"	1 1/2	3'-6"	3'-0"	95	1'-0 1/4"	65'
70'			35'-5 5/8"		4'-1 1/4"				103	8 3/4"	70'
75'			37'-11 3/4"		3'-8 1/4"				110	1'-4 5/8"	75'
80'			40'-5 3/4"		3'-11"				118	1'-1 1/8"	80'
85'	W 16x26	2'-9 1/4"	42'-11 3/4"	18 1/2"	3'-4"	1	4'-6"	4'-0"	126	9 5/8"	85'
90'			45'-5 3/4"		3'-6 1/2"				133	1'-5 5/8"	90'
95'			47'-11 3/4"		3'-9"				141	1'-2 1/8"	95'
100'			W 16x36		2'-8 1/2"				50'-5 3/4"	18 5/8"	3'-11 1/4"

CLC15F12
04-20-93

MODEL CLC15F FLOCCULATING SCRAPER CAGE DRIVE CLARIFIER

(Work with Drawings CLC15F01, SDDGA001, and SDTGA002)

TANK DIA.	SCUM BOX								SCUM BAFFLE ANCHORS @ 4'-0" O.C.			TANK DIA.
	WIDTH	FLAT	HEIGHT	CENTER LINE	ANCHOR BOLTS				NO.	CLOSURE	RADIUS	
					f	g	h	i				
A	a	b	d	e	f	g	h	i	k	m	A	
25'	2'-6"	2'-0"	1'-9"	3'-10 11/16"	2'-1 3/4"	1'-4 1/2"	7"	16	7'-6 1/2"	10'-0 3/4"	25'	
30'				3'-10 3/16"				20	7'-3"	12'-6 3/4"	30'	
35'				3'-9 7/8"				23	10'-11 1/2"	15'-0 3/4"	35'	
40'				4'-0 5/8"				27	9'-1 1/8"	17'-3 3/4"	40'	
45'	3'-0"	2'-3"	1'-11 1/2"	4'-0 7/16"	2'-4 3/4"	1'-3"	1'-1"	31	8'-9 5/8"	19'-9 3/4"	45'	
50'				4'-6 5/8"				34	10'-11 1/4"	22'-0 3/4"	50'	
55'				4'-6 9/16"				38	10'-7 3/4"	24'-6 3/4"	55'	
60'				4'-8 3/8"				42	9'-3 3/4"	26'-10 3/4"	60'	
65'	4'-0"	2'-11"	2'-6 1/2"	4'-8 5/16"	2'-5 3/4"	1'-6 1/2"	1'-3"	46	9'-0 1/4"	29'-4 3/4"	65'	
70'				5'-2 7/8"				50	8'-8 3/4"	31'-10 3/4"	70'	
75'				5'-4 3/4"				53	11'-4 5/8"	34'-2 3/4"	75'	
80'				5'-4 5/8"				57	11'-1 1/8"	36'-8 3/4"	80'	
85'	4'-0"	2'-11"	2'-6 1/2"	5'-4 9/16"	2'-5 3/4"	1'-6 1/2"	1'-5"	61	10'-9 5/8"	39'-2 3/4"	85'	
90'				5'-6 1/2"				65	9'-5 5/8"	41'-6 3/4"	90'	
95'				5'-6 7/16"				69	9'-2 1/8"	44'-0 3/4"	95'	
100'				5'-6 3/8"				73	8'-10 5/8"	46'-6 3/4"	100'	

CLC15F-13
04-20-93

TANK DIA.	INLET WELL		CENTER COLUMN LOADS		BRIDGE LOAD (LBS.)	SCUM BOX LOADS		TANK DIA.
	DIA	SIDE DEPTH	TORQUE (FT.-LBS.)	VERTICAL (LBS.)		VERTICAL (LBS.)	HORIZ. (LBS.)	
A	n	p	1	2	3	4	5	A
25'	NONE	NONE	19,800	13,500	3000	800	800	25'
30'				13,500	3000			30'
35'				13,500	3000			35'
40'				13,500	3000			40'
45'			28,500	20,000	5000	1000	1000	45'
50'			28,500	20,000	5000			50'
55'			30,500	23,000	6000			55'
60'			41,600	23,000	6000			60'
65'			61,250	29,000	7000			65'
70'			61,250	29,000	7000			70'
75'	8'	4'	89,200	34,000	8000	1400	1400	75'
80'				34,000	8000			80'
85'				39,000	9000			85'
90'				39,000	9000			90'
95'	10'	5'	127,400	42,000	10,000			95'
100'				42,000	10,000			100'

CLC15F-14
04-20-93

L15.7 DE EG.150

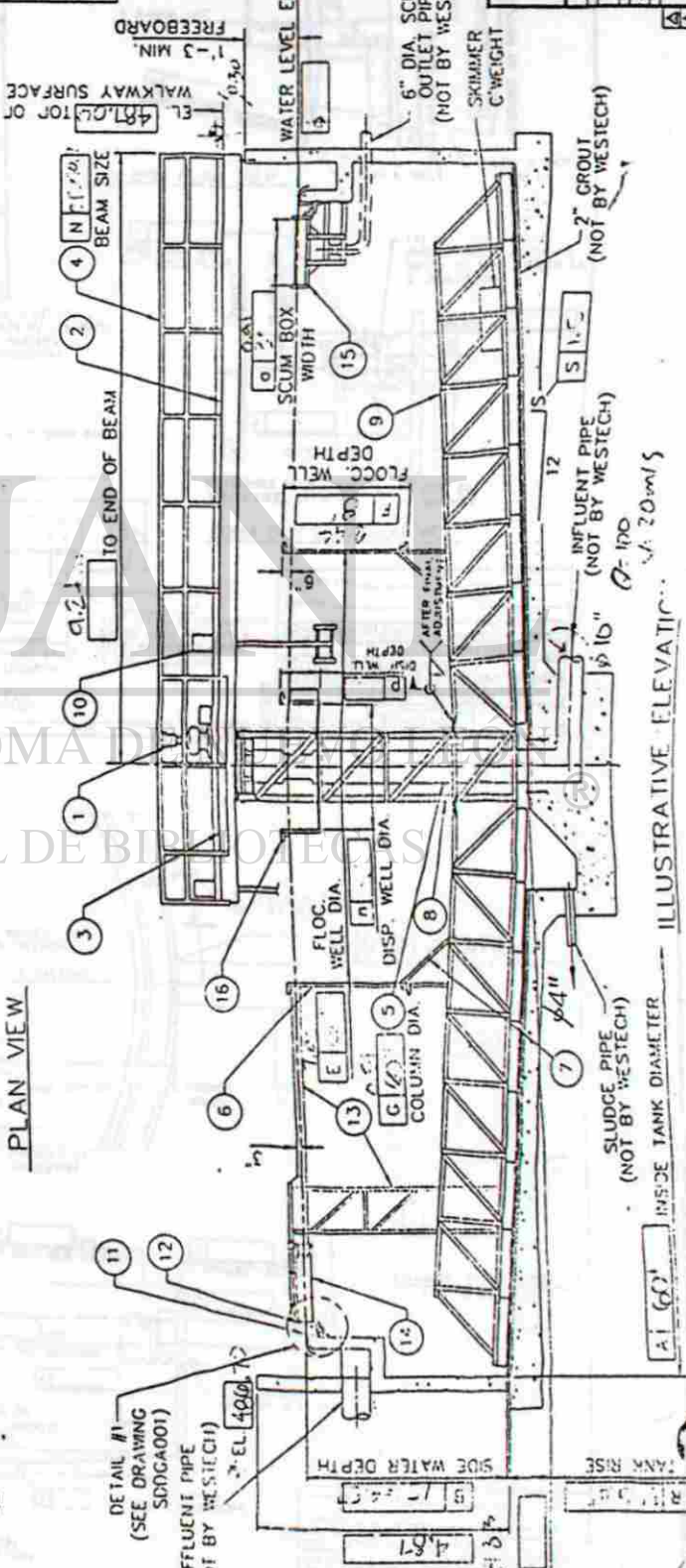
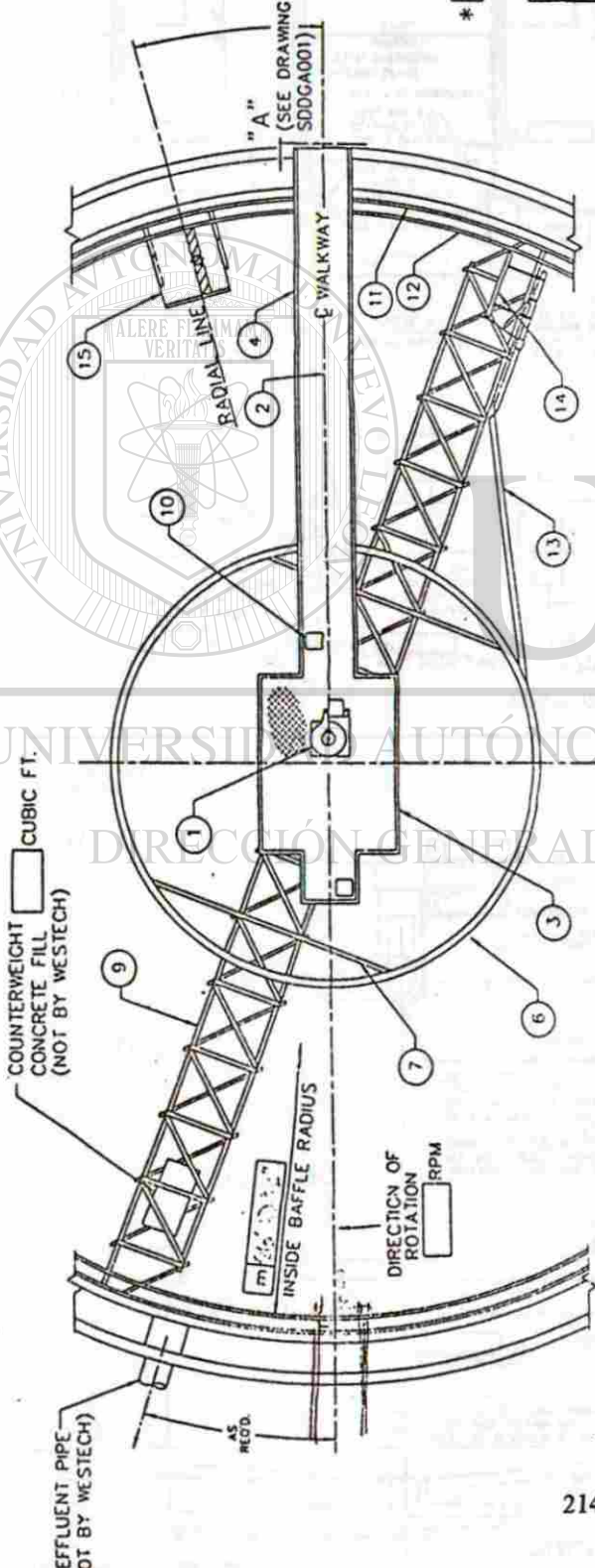
EQUIPMENT LIST

ITEM No. DESCRIPTION
 1 DRIVE UNIT W/TORQUE CONTROL DEVICE
 2 WALKWAY
 3 PLATFORM
 4 HANDRAIL 42" HIGH DOUBLE RAIL W/ 1/4" x 4" KICKPLATE
 5 CENTER COLUMN (1/4" WALL) W/ INFLUENT PORTS
 6 FLOCCULATION WELL (3/16" PLATE) W/ BAFFLED SCUM PORTS
 7 FLOCCULATION WELL SUPPORTS
 8 DRIVE CAGE
 9 TWO (2) RAKE ARMS W/ BLADES AND ADJUSTABLE SQUEEGES RAKE TWICE PER REVOLUTION
 10 TWO (2) MECHANICAL MIXERS
 11 WEIR PLATE 3/16" X 9" DEEP W/ 90° V-NOTCHES
 12 BAFFLE 3/16" X 12" DEEP W/SUPPORTS
 13 SKIMMER BLADE WITH SUPPORTS
 14 SCUM SCRAPER
 15 SCUM BOX W/ TWO (2) SUPPORTS & 6" FLEXIBLE COUPLING OUTLET
 16 DISPERSION WELL W/ MULTIPLE INLET GATES

* FT. LBS. CONTINUOUS RUNNING TORQUE

* OPTIONAL

NOTES:
 1 THE CONFIGURATION AND DATA SHOWN ON THESE DRAWINGS IS FOR INFORMATION PURPOSES ONLY AND SHOULD NOT BE USED WITHOUT FOLLOWING PROPER PROCESS DESIGN CRITERIA.
 2 SEE SDTGA002 FOR CONCRETE TANK ARRANGEMENT.
 3 SEE SDDGA001 FOR G.A. DETAILS.



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BUENOS AIRES
 DIRECCIÓN GENERAL DE BIOTECNOLOGÍA

PREPARED FOR: _____
 ENGINEER: _____
 GENERAL ARRANGEMENT - CLAMBER
 FLOCCULATING CAGE DRIVE-ELECTRIC 25" TO 100" DIAMETER
 2000
 4/93 CRG 1518 RCM NONE
 ALL RIGHTS RESERVED BY WESTECH
 THIS DRAWING IS THE PROPERTY OF WESTECH ENGINEERING, INC. AND IS LOANED TO YOU FOR YOUR INFORMATION AND USE ONLY. IT IS NOT TO BE REPRODUCED OR TRANSMITTED IN ANY FORM OR BY ANY MEANS, ELECTRONIC OR MECHANICAL, INCLUDING PHOTOCOPYING, RECORDING, OR BY ANY INFORMATION STORAGE AND RETRIEVAL SYSTEM.

TABLA 12-14

Concentraciones típicas de fangos sin espesar y espesados y cargas de sólidos para espesadores por gravedad*

Tipo de fango	Concentración de fango, %		Carga de sólidos para espesadores por gravedad, kg/m ² ·d
	Sin espesar	Espesado	
Por separado			
Fango primario	2-7	5-10	88-136
Fango de filtro percolador	1-4	3-6	34-49
Fango de RBC	1-3,5	2-5	34-49
Fango activado con aire	0,5-1,5	2-3	12-34
Fango activado con oxígeno puro	0,5-1,5	2-3	12-34
Fango activado de aireación prolongada	0,2-1,0	2-3	24-34
Fango primario digerido por vía anaerobia en el digestor primario	8	12	122
Conjuntamente			
Fango primario y de filtro percolador	2-6	4-9	58-98
Fango primario y fango procedente de RBCs	2-6	4-8	49-78
Fango primario y de aireación modificada	3-4	5-10	58-98
Fango primario y activado por aire	2-5	2-8	25-49
Fango activado en exceso y fango procedente de filtros percoladores	0,5-2,5	2-4	12-34
Fangos activados y fangos primarios digeridos por vía anaerobia	4	8	68
Fango acondicionado térmicamente			
Fango primario	3-6	12-15	195-245
Fango primario y exceso de fangos activados	3-6	8-15	136-195
Exceso de fangos activados	0,5-1,5	6-10	98-136

* Adaptado parcialmente de la bibliografía [42].

ANEXO A.73

TABLA 12-20

Criterios de proyecto típicos para el dimensionamiento de digestores anaerobios mesofílicos*

Parámetro	Digestión convencional	Digestión de alta carga
Criterios de volumen, m³/hab		
Fango primario	0.056-0.085	0.037-0.057
Fango primario + fango de filtros percoladores	0.113-0.141	0.074-0.093
Fango primario + fango activado	0.113-0.170	0.074-0.113
Carga de sólidos, kg/m³·d		
	0,64-1,6	1,6-3,2
Tiempo de retención de sólidos, d		
	30-60	15-20

* Adaptado de la bibliografía [42].

ANEXO A.74

TABLA 12-31

Valores típicos de las superficies necesarias para eras de secado abiertas

Tipo de fango	Superficie, m ² /10 ³ personas	Carga de fango, kg de sólidos secos por m ² ·año
Primario digerido	0,1-0,15	122-146
Primario y humus de filtros percoladores digeridos	0,125-0,175	88-122
Primario y fango activado en exceso digeridos	0,175-0,25	58-98
Primario y de precipitación química digeridos	0,20-0,25	98-161

ANEXO A.75

TABLA 9-12

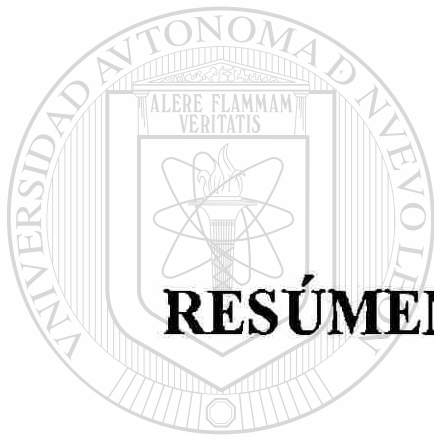
Dosis para diversas aplicaciones de la cloración en la recogida, tratamiento y evacuación del agua residual

Aplicación	Intervalo de dosis, mg/l
Red de alcantarillado:	
Control de corrosión (H ₂ S)	2-9 ^a
Control de olores	2-9 ^a
Control de crecimientos de películas biológicas	1-10
Tratamiento:	
Reducción de DBO	0,5-2 ^b
Control de espumas en digestores y tanques Imhoff	2-15
Oxidación del sobrenadante del digestor	20-140
Oxidación del sulfato ferroso	— ^c
Control de moscas en los filtros	0,1-0,5
Control de la inundación en los filtros	1-10
Eliminación de grasas	2-10
Control del bulking del fango	1-10
Evacuación (desinfección):	
Agua residual bruta (precloración)	6-25
Efluente primario	5-20
Efluente del proceso de precipitación química	2-6
Efluente de plantas de filtros percoladores	3-15
Efluente del proceso de fangos activados	2-8
Efluente filtrado (a continuación del proceso de fangos activados)	1-5

^a Por mg/l de H₂S.

^b Por mg/l de DBO₅ eliminada.

^c $6(\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}) + 3\text{Cl}_2 \rightarrow 2\text{FeCl}_3 + 2\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3 + 42\text{H}_2\text{O}$.



ANEXO B

RESÚMEN AUTOBIOGRÁFICO

UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

®

DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

RESÚMEN AUTOBIOGRÁFICO

IVÁN ERUBEY RAMOS CABELLO
Ingeniero Civil

Candidato para el grado de:

MAESTRO EN CIENCIAS
con especialidad en Ingeniería Ambiental

Tesis:

DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
EN LA ZONA DEL HUAJUCO, MEDIANTE EL SISTEMA DE FILTRO
PERCOLADOR Y CONTACTO DE SÓLIDOS.

BIOGRAFÍA:

Datos Personales:

Nacido en Colima, Colima el 21 de Enero de 1971, hijo de Bonifacio
Ramos López y Rosa Elba Cabello Flores.

Educación:

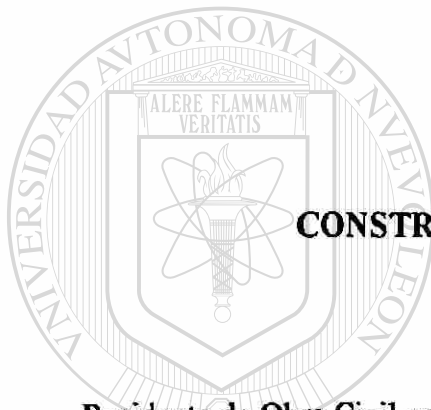
Ingeniero Civil, Egresado de la Universidad Autónoma de Nuevo León, en
1993.

Experiencia Profesional:

1990-1993

**DEPARTAMENTO DE TOPOGRAFÍA DE LA FACULTAD DE
INGENIERÍA CIVIL DE LA U.A.N.L.**

Levantamientos topográficos y peritajes otorgados a la U.A.N.L.



1993-1995

CONSTRUSER S.A. (DICOTEC-ATLATEC)

GRUPO CYDSA

Residente de Obra Civil en Nueva Planta HYLSA Acería (Molinos Calientes),

Proyecto Mini Mill.

- Cimentación para Edificio.
- Cimentación de todo el equipo mecánica.
- Edificio de Pulpito (Edificio de controles de maquinaria).

Estimaciones de Obra en Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Nuevo Laredo, Tamps. Capacidad de 2,500 L/s, sistema empleado de zanjas de oxidación.

1996-1997

GRUPO DOMOS-ORVISA

Diseño, Ingeniería y Construcción de la Planta de tratamiento de aguas residuales tipo aeróbico, con capacidad de hasta 11 L/s para Parque de Diversiones Wet'n Wild en CanCún, Q.Roo, para CEMEX (CEMENTOS MEXICANOS).

Diseño de ampliación de la Planta de tratamiento de aguas residuales tipo aerobio con capacidad de hasta 20 L/s para "Planta de Alimentos Preparados" de SIGMA ALIMENTOS ubicada en el Parque Industrial de Linares, N.L.

Proyecto de Ingeniería para la construcción de la Planta de tratamiento de aguas residuales del tipo físico – química para tratar licores ácidos de la planta de decapado de HYLSA DE MÉXICO con capacidad de hasta 11 L/s.

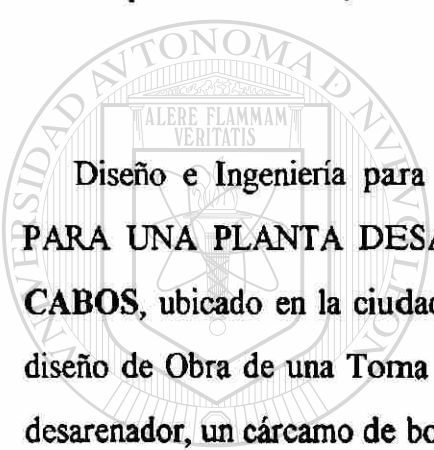
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Proyecto de Ingeniería para la construcción de una Planta de tratamiento de aguas residuales del tipo físico – química y biológica para el "Parque Industrial Lagunero" con capacidad de 135 L/s, ubicada en Gómez Palacio, Dgo, para la COMISIÓN ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO DE GÓMEZ PALACIO, DGO.

Diseño, Ingeniería y Construcción para una Planta de tratamiento de aguas residuales sanitarias para empresa FUNDILAG S.A. DE C.V. ubicada en Torreón, Coah. Capacidad de 1 L/s, sistema aeróbico de planta paquete rectangular.

Diseño, Ingeniería y Construcción para una Planta de tratamiento de aguas residuales sanitarias para empresa **NEMAK** ubicada en García, N.L. Capacidad de 2.4 L/s en 2 módulos de 1.2 L/s de capacidad cada uno, sistema aeróbico de planta paquete rectangular.

Diseño e Ingeniería para una Planta de tratamiento de aguas residuales sanitarias para el **FRACCIONAMIENTO "SAN GABRIEL"**, ubicado en Valle Alto, en Monterrey, N.L. Capacidad de 1 L/s, sistema aeróbico de planta paquete rectangular.



Diseño e Ingeniería para el proyecto "ALIMENTACIÓN DE AGUA DE MAR PARA UNA PLANTA DESALADORA", en el **HOTEL WESTIN REGINA LOS CABOS**, ubicado en la ciudad de Cabo San Lucas, B.C.S. El proyecto consistió en el diseño de Obra de una Toma directa del mar, un separador centrífugo para arenas, un desarenador, un cárcamo de bombeo. Capacidad de 10 L/s.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN[®]
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

1998-2000

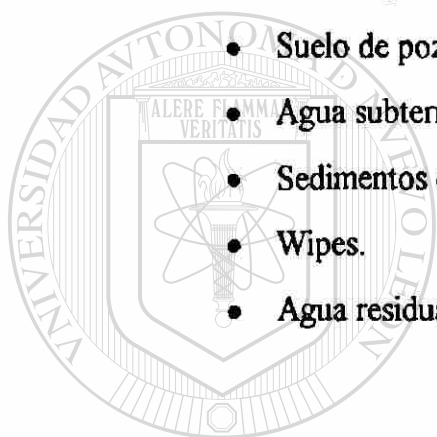
ERM-MÉXICO S.A. DE C.V.

Manifestación de Impacto Ambiental en la modalidad de Informe Preventivo para **GENERAL ELECTRIC TRANSPORTATION SYSTEMS DE MÉXICO** en el Taller Diesel 1 (talleres de Ferrocarriles Nacionales de México), ubicado en la ciudad de San Luis Potosí, S.L.P.

Evaluación de sitio en Fase I para **GENERAL ELECTRIC TRANSPORTATION SYSTEMS DE MÉXICO** en el Taller Diesel 1 (talleres de Ferrocarriles Nacionales de México), ubicado en la ciudad de San Luis Potosí, S.L.P.

Evaluación de sitio en Fase II para **GENERAL ELECTRIC TRANSPORTATION SYSTEMS DE MÉXICO** en el Taller Diesel 1 (talleres de Ferrocarriles Nacionales de México), ubicado en la ciudad de San Luis Potosí, S.L.P. Se analizaron las siguientes muestras y parámetros:

- Suelo superficial.
- Suelo de pozo de monitoreo.
- Agua subterránea.
- Sedimentos de drenaje.
- Wipes.
- Agua residual sanitaria.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

Sistema de manejo de agua para proyecto de “Cero descargas” para **GENERAL[®]**

ELECTRIC TRANSPORTATION SYSTEMS DE MÉXICO en el Taller Diesel 1

(talleres de Ferrocarriles Nacionales de México) ubicado en la ciudad de San Luis Potosí,

S.L.P. El proyecto consistió en lo siguiente (Único sistema de manejo de agua en México):

- Sistema de protección contra infiltraciones del agua residual de lavado de locomotoras, mediante geomembrana de polietileno de alta densidad de 80 milésimas de pulgada de espesor en tricheras de recolección de agua en los patios del ferrocarril.

- Sistema de tratamiento de aguas residuales de proceso para un flujo de 0.40 Litros/seg. El tratamiento es de tipo Físico-químico, implementando la tecnología de Difusión por Aire Disuelto (Tanque DAF) principalmente para la mejor remoción de Grasas y Aceites y Metales. Las aguas residuales de proceso son las resultantes del lavado de locomotoras, lavado de patios contaminados y agua pluvial de patios contaminados; el agua tratada se utiliza para lavar nuevamente las locomotoras.

- Sistema de tratamiento para las aguas residuales sanitarias mediante fosas sépticas enzimáticas para tratar 3 m³/día; el agua efluente de las fosas se utiliza para riego de áreas verdes por infiltración (galería o zanjas de oxidación a base de geomembrana para evitar infiltraciones y tubo ranurado).

- Sistema de recuperación de agua pluvial de techos para ser utilizada en el lavado de locomotoras.

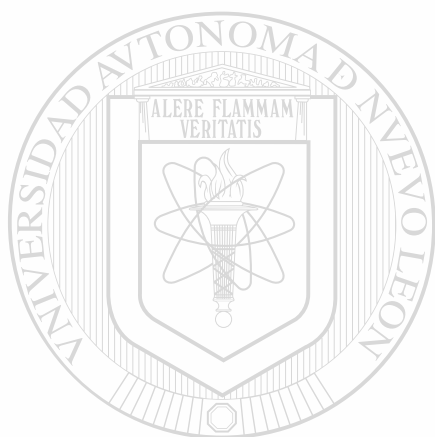
Evaluación Ambiental Fase I para **THOMAS & BETTS** en bodega localizada en el municipio de Escobedo, N.L.

Evaluación Ambiental Fase II para **MABE** en la ciudad de Celaya, Guanajuato

Supervisión de remoción de tanques y terreno contaminado para **UTA** en Chihuahua, Chih, realizando pruebas de campo con equipo **PETROFLAG** para el análisis de TPH extraíbles como diesel.

Evaluación Fase II para **GENERAL ELECTRIC CAPITAL** en terreno ubicado en Apodaca, N.L., en el parque FINSA para analizar TPH, Metales RCRA, Pesticidas, VOC's.

Aprobación de Ingeniería, proyecto y Propuesta Técnica-Comercial para la construcción de una Planta de Tratamiento de tipo Físico-química y biológica para tratar los efluentes de la planta de **INDUSTRIAS NEGROMEX S.A.** ubicada en la ciudad de Altamira, Tamps., con capacidad de hasta 12 Litros/seg.



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS

BIBLIOGRAFÍA.

- 1.- Azevedo Netto J.M. y Acosta Alvarez Guillermo. (1976) Manual de Hidráulica. México, HARLA., 578 pp.
- 2.- BIODek. (1992) Medios plásticos BIODek. E.U., Munters., 10 pp.
- 3.- Chow Ven Te. (1959) Open – Channel Hydraulics. E.U., McGraw Hill., 680 pp.
- 4.- Druy Douglas, Carmona III John y Delgadillo Angel. (1986) Evaluation of high density cross flow media for rehabilitating an existing trickling filter. E.U., Water Pollution Control Federation., 367 pp.
- 5.- Estados Unidos Mexicanos. Secretaría de Medio Ambiente Recursos Naturales y Pesca. Diario Oficial. Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996 “Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales”.
- 6.- Estados Unidos Mexicanos. Secretaría de Medio Ambiente Recursos Naturales y Pesca. Diario Oficial. Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-003 –ECOL-1996 “Que establece los límites máximos permisibles para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios públicos”.
- 7.- Langworthy Virgil. (1989) Upgrading Rock trickling filters with plastic media for Energy Optimization. E.U., Products al work.
- 8.- Metcalf y Eddy. (1996) Ingeniería de aguas residuales, redes de alcantarillado y bombeo. México, McGraw Hill., 461 pp.

- 9.- Metcalf y Eddy. (1996) Ingeniería de aguas residuales, tratamiento, vertido y reutilización. Dos tomos. México, McGraw Hill., 990 pp.
- 10.- Metcalf y Eddy. (1994) Ingeniería Sanitaria, tratamiento, evacuación y reutilización de aguas residuales. Colombia, Labor., 969 pp.
- 11.- Metcalf y Eddy. (1994) Tratamiento y depuración de las aguas residuales. Barcelona, Labor., 836 pp.
- 12.- Parker Denny y Matasci Raymond. (1989) The TF/SC process at ten years old past, present and future. E.U., Munters., 23 pp.
- 13.- Richards Tyler y Reinhart Debra. (1986) Evaluation of plastic media in trickling filters. E.U., Water Pollution Control Federation.
- 14.- Trueba Coronel Samuel. (1978) Hidráulica. Colombia, C.E.C.S.A., 454 pp.

