

98



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

*Rehabilitación de la Planta para Tratamiento de Aguas Residuales de Tepic, Nayarit, México*

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**ENGELBERTH SOTO ESTRADA**

**DIRECTOR DE TESIS:**

**M.I. ÓSCAR GONZÁLEZ BARCELÓ**

284739

**MÉXICO, D.F.**

**OCTUBRE DE 2000**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/043/00

Señor  
**ENGELBERTH SOTO ESTRADA**  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. OSCAR GONZALEZ BARCELO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"REHABILITACION DE LA PLANTA PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE TEPIC,  
NAYARIT, MEXICO"**

- INTRODUCCION**
- I. GENERALIDADES**
  - II. ASPECTOS GENERALES DEL MEDIO NATURAL Y SOCIOECONOMICO DE LA POBLACION**
  - III. CARACTERISTICAS DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO EXISTENTE Y EVALUACION DE SU FUNCIONAMIENTO**
  - IV. DETERMINACION DE LAS ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO**
  - V. SELECCION DEL PROCESO DE TRATAMIENTO**
  - VI. ANTEPROYECTO FUNCIONAL E HIDRÁULICO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.**
  - VII. CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 28 de abril de 2000.  
EL DIRECTOR

ING. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/GMP/mstg.

# CONTENIDO

## *Rehabilitación de la Planta para Tratamiento de Aguas Residuales de Tepic, Nayarit, México.*

Índice de Tablas	1
Índice de Figuras	3
Introducción	5
<b>Capítulo 1. Generalidades.</b>	<b>Página</b>
1.1 Situación del tratamiento de aguas residuales en México	7
1.1.1 Legislación nacional vigente, relativa a las descargas de aguas residuales	9
1.1.2 Infraestructura nacional para el tratamiento de aguas residuales	10
1.2 Importancia del tratamiento de las aguas residuales	13
Bibliografía del Capítulo 1	14
<b>Capítulo 2. Aspectos generales del medio natural y socioeconómico de la población.</b>	<b>Página</b>
2.1 Perfil histórico – cultural	15
2.2 Medio físico y geográfico	15
2.3 Marco social	17
2.4 Marco económico	20
2.5 Integración de la Información	22
Bibliografía del Capítulo 2	22
<b>Capítulo 3. Características del sistema de tratamiento existente y evaluación de su funcionamiento.</b>	<b>Página</b>
3.1 Descripción de la infraestructura de abastecimiento de agua potable y alcantarillado	23
3.1.1 Sistema de abastecimiento de agua potable	23
3.1.2 Sistema de alcantarillado	23
3.2 Descripción de la planta de tratamiento	25
3.2.1 Generalidades	25
3.2.2 Unidades que componen la planta de tratamiento (diagrama de flujo)	26
3.2.3 Proceso de tratamiento de diseño para el agua residual	27
3.2.4 Descripción de las unidades de tratamiento	27
3.3 Datos de operación de la planta de tratamiento	34
3.3.1 Gastos de operación	34
3.3.2 Características del agua cruda y tratada	35
3.4 Evaluación general de la planta de tratamiento	36
3.4.1 Evaluación de los componentes de la planta de tratamiento	36
3.4.2 Diagnóstico de la eficiencia del tratamiento	37
Bibliografía del Capítulo 3	40
<b>Capítulo 4. Determinación de las alternativas de tratamiento.</b>	<b>Página</b>
4.1 Determinación del reuso del agua tratada	41
4.2 Datos de proyecto	44
4.2.1 Período de diseño	44
4.2.2 Población de proyecto	44
4.2.3 Gastos de diseño	48
4.2.4 Características de calidad del agua residual cruda	51

4.3	Requerimientos y disponibilidades para la ampliación del sistema de tratamiento	52
4.4	Diagnóstico general del diseño funcional de la planta de tratamiento actual	53
Bibliografía del Capítulo 4		66
<b>Capítulo 5. Selección del proceso de tratamiento.</b>		<b>Página</b>
5.1	Descripción de las alternativas de tratamiento	67
5.1.1	Sistemas aerobios de biomasa en suspensión	67
5.1.2	Sistemas aerobios de biopelícula	70
5.2	Selección de alternativas de tratamiento	72
5.3	Dimensionamiento de las alternativas elegidas	74
5.4	Análisis económico	87
5.5	Resultados	89
Bibliografía del Capítulo 5		90
<b>Capítulo 6. Anteproyecto funcional e hidráulico de la alternativa seleccionada.</b>		<b>Página</b>
6.1	Anteproyecto funcional	91
6.1.1	Pretratamiento	91
6.1.2	Tratamiento primario	92
6.1.3	Tratamiento secundario	92
6.1.4	Desinfección	93
6.1.5	Tratamiento de lodos	96
6.2	Anteproyecto hidráulico	100
6.2.1	Línea de Agua	103
6.2.2	Línea de lodos	105
Bibliografía del Capítulo 6		105
<b>Capítulo 7. Conclusiones y recomendaciones.</b>		<b>Página</b>
Conclusiones y recomendaciones		107
<b>ANEXOS:</b>		
ANEXO 1	Norma Oficial Mexicana ECOL-001-1996	111
ANEXO 2	Planos: Levantamiento Físico de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales; Tepic, Nayarit.	123
ANEXO 3	Tablas de gastos y características del agua residual cruda.	133
ANEXO 4	Tablas del análisis económico	137
ANEXO 5	Planos: Propuesta de rehabilitación.	143
ANEXO 6	Resumen de cálculos hidráulicos	151

# ÍNDICE DE TABLAS

---

	Página	
1.1	Volumen de almacenamiento y concentración de población a diferentes elevaciones.	8
1.2	Extracción, consumo y descarga de agua anual, en el ámbito nacional.	8
1.3	Inventario Nacional de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales.	11
1.4	Inventario Nacional de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales por tipo de tratamiento.	11
1.5	Inventario Nacional de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales en construcción y en proyecto.	12
1.6	Principales causas de defunción en México.	13
2.1	Precipitación total mensual (mm).	16
2.2	Temperatura media mensual (grados centígrados).	16
2.3	Alumnos inscritos, existencias y aprobados, índice de retención e índice de aprovechamiento a fin de cursos según nivel educativo (1994 – 1995).	18
2.4	Población de 12 años y más por condición de actividad según sexo.	20
3.1	Infraestructura existente de abastecimiento para la ciudad de Tepic.	24
3.2	Características para el diseño original.	26
3.3	Puestos de aforo y muestreo.	34
3.4	Resumen de datos de calidad de agua cruda, recabados en 1996, 1997 y 1998.	35
3.5	Resumen de eficiencias totales, recabadas durante el programa de aforo y muestreo.	37
3.6	Resumen de eficiencias de la planta de tratamiento, para los años 1996 y 1997.	38
4.1	Límites máximos permisibles para los reusos previstos.	42
4.2	Período de diseño para diferentes poblaciones.	44
4.3	Datos censales de la ciudad de Tepic.	45
4.4	Calculo de la población de proyecto mediante el modelo aritmético.	45
4.5	Calculo de la población de proyecto mediante el modelo geométrico.	46
4.6	Calculo de la población de proyecto mediante el método del interés compuesto.	46
4.7	Calculo de la población de proyecto mediante el modelo de la parábola cúbica.	47
4.8	Proyección de dotación realizada por el SIAPA en 1992.	48
4.9	Comportamiento de los gastos para el período de proyecto.	51
4.10	Promedio de parámetros de calidad de agua cruda, recabados en 1996, 1997 y 1998.	52
4.11	Calidad del agua cruda y límites máximos permisibles para los reusos previstos.	53
4.12	Recomendaciones para el diseño de sedimentadores primarios.	54
4.13	Eficiencias supuestas con base a la carga superficial.	54
4.14	Recomendaciones para el diseño de digestores aeróbicos.	56
4.15	Características del digestor aeróbico tipo existente.	56
4.16	Recomendaciones para el diseño de canales desarenadores.	59
4.17	Características del canal desarenador existente.	60
4.18	Coordenadas para el vertedor proporcional según las dimensiones actuales del canal.	62
4.19	Dosis típicas para desinfección de agua residual tratada.	63
4.20	Coliformes remanentes después de un tiempo de contacto de 30 minutos.	63
5.1	Descripción de las principales variantes del proceso de lodos activados.	68
5.2	Descripción de las diferentes fases de funcionamiento de un reactor discontinuo secuencial	69
5.3	Características típicas para filtros percoladores.	74
5.4	Parámetros de diseño para filtros percoladores.	74
5.5	Características típicas para el proceso de sedimentación secundaria.	80
5.6	Parámetros recomendados para sedimentadores secundarios.	80
5.7	Parámetros recomendados para el proceso de lodos activados convencional.	82
5.8	Relación carga orgánica contra Generación de lodos para el proceso de lodos activados convencional.	82
5.9	Resumen de costos unitarios de agua tratada	88

---

5.10	Matriz de atributos de las alternativas de tratamiento.	89
5.11	Matriz de evaluación técnica de las alternativas de tratamiento.	89
6.1	Coordenadas para el vertedor proporcional según las dimensiones actuales de tirantes	91
6.2	Características del sedimentador primario	92
6.3	Características del filtro biológico con medio sintético	92
6.4	Características del sedimentador secundario	93
6.5	Cálculo de las pérdidas en el tanque de contacto de cloro existente	94
6.6	Cálculo de las pérdidas en el tanque de contacto de cloro propuesto	95
6.7	Concentraciones típicas de lodos sin espesar y espesados y cargas de sólidos para espesadores por gravedad	97
6.8	Longitudes equivalentes para la ecuación de Hazen y Williams	102
6.9	Nomenclatura para la línea de agua y lodos	102
6.10	Resumen de niveles en línea de agua	105
6.11	Resumen de niveles en línea de lodos	105

# ÍNDICE DE FIGURAS

---

	Página
2.1	Crecimiento poblacional de Nayarit, Municipio de Tepic y Cd. de Tepic. 17
2.2	Comportamiento de la tasa de crecimiento media anual de 1950 a 1995. 17
2.3	Distribución de la población según su lugar de nacimiento. 18
2.4	Cobertura de los servicios de agua potable, alcantarillado y energía eléctrica en viviendas particulares. 19
2.5	Distribución de la población ocupada en la Cd. de Tepic. 20
2.6	Tasa de desempleo en la Cd. de Tepic y en el Estado de Nayarit. 21
3.1	Localización de la planta de tratamiento. 26
3.2	Obra de toma de la planta de tratamiento. 28
3.3	Desarenador de flujo horizontal existente. 29
3.4	Sedimentador primario tipo existente. 30
3.5	Tanque de contacto de cloro. 31
3.6	Tanque espesador de lodos tipo. 32
3.7	Digestor de lodos tipo. 32
3.8	Filtro banda tipo. 33
4.1	Comportamiento de la población de la Cd. de Tepic. 47
4.2	Proyecciones de población y promedio para el período de proyecto. 48
4.3	Gastos característicos generados en una población. 49
4.4	Detalle del vertedor proporcional y zona de descarga. 60
4.5	Vertedor proporcional 61
5.1	Tratamiento secundario a partir de filtros biológicos con medio de piedra. 77
5.2	Tratamiento secundario a partir de filtros biológicos con medio sintético. 81
5.3	Tratamiento secundario a partir de lodos activados. 87
6.1	Vertedor proporcional 92
6.2	Diagrama de flujo de las unidades en el terreno 100
6.3	Tramo caja de distribución 1 – filtro biológico 103



# INTRODUCCIÓN

---

En México, el aprovechamiento de los recursos naturales, condicionado fuertemente por factores políticos y socioeconómicos, ha generado una serie de problemas ambientales, siendo uno de los principales la disminución acelerada de la disponibilidad de agua en las zonas pobladas y la creciente contaminación de los acuíferos susceptibles de servir como fuentes de abastecimiento.

Para comprender el origen de esta problemática, es importante mencionar que nuestro país se caracteriza por que las actividades económicas y la población están ubicadas en forma inversa a la distribución natural del agua y, en consecuencia, a la disponibilidad de este recurso. Esto provoca que el suministro de agua potable sea complicado, por lo que se ha originado un rezago de la oferta en comparación con la demanda.

En las últimas décadas, la crisis de agua se ha agudizado debido al desmedido crecimiento de la población, convirtiéndose en el principal obstáculo de la planeación y ordenamiento urbano, y la diversificación de las actividades productivas, que en su conjunto demandan grandes volúmenes de este recurso. Lo anterior trae como consecuencia la descarga de aguas residuales sin tratamiento hacia cuerpos receptores, perjudicando sus usos legítimos y disminuyendo su potencial de aprovechamiento.

En consecuencia, el tratamiento de las aguas residuales ha recibido un fuerte impulso en los últimos años y es considerado como una de las principales estrategias adoptadas para preservar la calidad del ambiente, garantizar el desarrollo sustentable, mejorar la calidad de vida y proteger la salud pública; por lo que, de 757 plantas de tratamiento que existían en 1995, se incrementó el número a 808 en 1997.

Sin embargo, a pesar de las inversiones realizadas, el deterioro de la calidad del agua en las fuentes naturales, receptoras directas o indirectas de las aguas residuales, se ha incrementado debido al aumento del caudal residual generado y a los problemas que se han presentado en la operación de la infraestructura de tratamiento, ya que se estima que cerca de 90% de las plantas tienen problemas en su funcionamiento y un 25% de ellas están fuera de servicio debido a incapacidad económica para operarlas o rehabilitarlas, baja eficiencia en el tratamiento o deficiencias en su diseño.

Bajo las actuales condiciones económicas no debería existir tal volumen de inversión improductiva, por ello, con este trabajo se pretende contribuir a la solución de este problema, aportando una alternativa para la rehabilitación de la planta de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Tepic, Nayarit. Enseguida se presentan los objetivos, alcances y limitaciones del presente trabajo.

## OBJETIVO:

Proponer una alternativa para la rehabilitación de la planta de tratamiento de aguas residuales de la Ciudad de Tepic, Nayarit, que aproveche las instalaciones existentes para el incremento de su capacidad de tratamiento.

## METAS:

- ♦ Analizar la situación de nuestro país, referente al tratamiento de las aguas residuales.
- ♦ Elaborar una recopilación acerca de los aspectos generales de la región de estudio.

- ♦ Conocer el sistema de tratamiento existente y su funcionamiento.
- ♦ Determinar las alternativas para la ampliación de las instalaciones.
- ♦ Realizar la selección de la alternativa más adecuada.
- ♦ Elaborar el anteproyecto de la alternativa seleccionada.

#### ALCANCES:

- ♦ El presente estudio analiza la situación del tratamiento de aguas residuales en México y dentro de este contexto se establece su importancia.
- ♦ Se realiza una recopilación de los aspectos generales del sitio de estudio, resaltando los puntos importantes a tener en mente cuando se pretende elaborar un proyecto de tratamiento de agua residual municipal.
- ♦ Se elabora una descripción del sistema de tratamiento existente y se evalúa su funcionamiento con base en los resultados de su operación.
- ♦ Se determinan las alternativas de tratamiento, para ello se realiza un análisis funcional de las unidades existentes, se determina el gasto máximo que se puede manejar en el terreno actual de la planta, todo ello tomando en cuenta las condiciones predominantes en el sitio.
- ♦ Se realiza un dimensionamiento de las alternativas de rehabilitación seleccionadas, con base en recomendaciones de diseño, se revisa su acomodo en el sitio, se realiza un análisis económico y se elige la mejor opción.
- ♦ Por último se elabora el anteproyecto funcional e hidráulico de la alternativa seleccionada.

#### LIMITACIONES:

Así como se resaltan los alcances de este trabajo, es importante establecer las limitaciones del mismo, las cuales son producto principalmente del nivel de experiencia, y de la información y recursos disponibles.

- ♦ Dado el carácter académico del trabajo, la parte principal del mismo es la recopilación de las recomendaciones de diseño establecidas para nuestro país, así como el análisis funcional y dimensionamiento de las unidades de proceso. Por tanto, se pone especial énfasis en esa parte sin dejar de lado, claro está, otros aspectos como el diseño hidráulico y el análisis económico. Sin embargo, estos aspectos han sido abordados con menor detalle.
- ♦ El análisis económico y los cálculos hidráulicos, como se mencionó, se realizaron con la ayuda de hojas de cálculo, debido a que el análisis detallado de estos aspectos representa, en sí, la realización de otra tesis.
- ♦ No se realizan planos de la alternativa seleccionada con gran detalle, ya que muchas partes del diseño de cada unidad requieren un mayor análisis, tampoco se realiza ningún cálculo estructural de las unidades proyectadas, estos aspectos exceden los alcances del trabajo.
- ♦ Finalmente, no se realiza una propuesta para el tratamiento del gasto que sobrepasa la capacidad de la planta, ya que no se cuenta con suficiente información para realizar dicha propuesta.

# CAPÍTULO 1

---

## Generalidades

El desarrollo de los pueblos ha estado ligado siempre a la disponibilidad de agua, por ello, desde tiempos inmemoriales se ha buscado resolver dicha necesidad instalando diversos sistemas de abastecimiento. Con el desarrollo de las comunidades se observó la urgencia de captar y desalojar las aguas pluviales, estos sistemas rudimentarios constituyen el primer precedente de los sistemas de alcantarillado en las concentraciones urbanas.

Los hallazgos arqueológicos muestran la existencia de letrinas y drenes en las viviendas neolíticas. 2000 años A. C., la civilización minoica tenía ya tuberías de arcilla para el agua y el drenaje. Las ciudades de los tiempos antiguos, en particular las del imperio Romano, tenían sistemas para el suministro de agua y la eliminación de los desperdicios; ejemplo de ello son los acueductos que proveían a la antigua ciudad de Roma, con una población cercana a un millón de habitantes, de agua saludable proveniente de los Montes Apeninos, y la Cloaca Máxima, uno de los más antiguos sistemas de drenaje.

La tecnología municipal de las antiguas ciudades parece haber sido olvidada durante muchos siglos por quienes construyeron ciudades en Europa. Se descuidó el abastecimiento de agua y la eliminación de residuos, esto ocasionó brotes de disentería, cólera, fiebre tifoidea y otras enfermedades de transmisión por agua o por la carencia de ésta. Antes de la mitad del siglo XIX no se tuvo conciencia de que la eliminación inadecuada de residuos contaminaba el suministro de agua con organismos transmisores de enfermedades.

El manejo sistemático de las aguas residuales surgió a finales del siglo XIX y principios del siglo XX. El desarrollo de la teoría del germen en la segunda mitad del siglo XIX por Koch y Pasteur marcó el inicio de una nueva era en el saneamiento. Antes de esta época, la relación entre contaminación y enfermedades había sido estudiada tan solo ligeramente, y la bacteriología, en aquel entonces en sus inicios, no había sido aplicada al tratamiento de las aguas residuales (Metcalf & Eddy, 1995).

En un principio los sistemas de saneamiento descargaban libremente sus residuos y la acción de la naturaleza era suficiente para degradar los contaminantes vertidos a los cuerpos acuáticos, valiéndose únicamente del ciclo natural del agua, por ello se consideró infinita la capacidad de autodepuración de estos medios acuáticos. Sin embargo, con la llegada de los procesos industriales a gran escala tanto la cantidad como la calidad de los contaminantes se han multiplicado hasta límites intolerables surgiendo entonces la necesidad de intensificar los procesos de depuración de las aguas residuales antes de depositarlas a los cuerpos receptores.

En México se cuenta con 808 plantas depuradoras de diversos tipos y de diferentes niveles de tratamiento, pese a ello, la cantidad de agua residual tratada es mínima en comparación con la generada. Con base en este panorama se hace evidente la necesidad de desarrollar o adecuar tecnologías que optimicen los procesos de tratamiento, así como, utilizar en los diseños las recomendaciones que se han establecido para las condiciones predominantes de nuestro país; con esto se lograrán mejores resultados en la operación de las plantas de tratamiento de aguas residuales y se aprovecharán los recursos disponibles.

### 1.1 SITUACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN MÉXICO

Los recursos hidrológicos son de vital importancia para el desarrollo de México, no obstante, la gran diversidad geográfica y climática del país hacen que el agua no esté distribuida regularmente en el territorio nacional. Aunado a ello, el rápido crecimiento de la población, que se distribuye inversamente a la distribución natural del agua, y lo

limitado de los recursos económicos, han provocado que servicios básicos, como el abastecimiento de agua potable y la evacuación de las aguas residuales, no sean suministrados al ritmo requerido.

En México hay un promedio anual de 780 mm de precipitación pluvial, lo que corresponde a un volumen de 1,532 millones de metros cúbicos; en la zona norte y en el altiplano (52% del territorio) la media anual es inferior a los 500 mm, y en sólo una porción del sudeste (7% del territorio), la precipitación alcanza valores superiores a los 2 000 mm anuales. Se estima que el 50% del escurrimiento total anual se concentra en los ríos más caudalosos ubicados en el sudeste del país, y cuya región hidrológica comprende únicamente 20% de la superficie del territorio nacional.

Es importante hacer notar que 80% de los recursos hidrológicos se encuentran debajo de la cota 500 sobre el nivel del mar y es justamente arriba de este nivel donde se encuentra asentada más del 70% de la población total y donde se desarrolla 80% de la actividad industrial del país; de ésta última, 55% se encuentra en el valle de México, con graves problemas de agua.

TABLA 1.1 Volumen de almacenamiento y concentración de población a diferentes elevaciones.

ELEVACIÓN (m.s.n.m.)	VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO (millones de m <sup>3</sup> )	POBLACIÓN (millones de habitantes)
Menor de 500	102 250 (82%)	16 300 (24%)
501 a 1 000	2 490 (2%)	6 105 (9%)
1 001 a 1 500	6 240 (5%)	9 316 (14%)
1 501 a 2 000	8 730 (7%)	11 459 (17%)
Mayor de 2 000	4 990 (4%)	24 225 (36%)
TOTAL	124 700	67 405

FUENTE: Panorama del agua en México. Comisión del Plan Nacional Hidráulico, SARH, 1980.

En el país se extraen anualmente 185 000 millones de metros cúbicos de agua superficial y subterránea para los diversos usos. De este total, el 61% se utiliza en la generación de energía eléctrica, 30% en riego, 5% para la industria y el restante 4% para uso urbano, que incluye el suministro de agua potable. Estos datos se observan en la Tabla 1.2 que resume el uso del agua en el país.

TABLA 1.2 Extracción, consumo y descarga de agua anual, en el ámbito nacional.

USO	EXTRACCIÓN		CONSUMO		DESCARGA	
	Volumen anual (10 <sup>9</sup> m <sup>3</sup> )	Porcentaje (%)	Volumen anual (10 <sup>9</sup> m <sup>3</sup> )	Porcentaje (%)	Volumen anual (10 <sup>9</sup> m <sup>3</sup> )	Porcentaje (%)
Agrícola	55.5	30	46.6	88	8.8	46
Industrial	9.3	5	3.7	7	5.4	28
Urbano	7.4	4	2.7	5	5.0	26
Hidroeléctrico	112.8	61	-	-	-	-
Total	185.0	100.0	53.0	100	19.2	100

Fuente: SEDESOL 1994.

En lo concerniente a los sistemas de alcantarillado se tiene que la población del país cuenta con un nivel de servicio de 49%, siendo las localidades rurales las más afectadas por la falta de este servicio.

En lo relativo a las aguas residuales producidas, para 1994 se reportaba que los centros conurbados producían 158 m<sup>3</sup>/s de aguas residuales, por su parte, el sector industrial aportaba 171 m<sup>3</sup>/s de aguas residuales de distintas características altamente contaminantes. Por último, el sector agrícola producía 279 m<sup>3</sup>/s de aguas contaminadas con lo que se tenía un total de 608 m<sup>3</sup>/s de agua residual generada en todo el país, de los cuales se contabilizaba que sólo un gasto de 43 m<sup>3</sup>/s era tratado (SEDESOL 1994).

Como se observa, en México la infraestructura para la recolección, el tratamiento y la evacuación de las aguas residuales domésticas se encuentra muy rezagada, sobre todo si se compara con lo realizado para el suministro de agua potable.

Los escasos recursos económicos disponibles hacen prever que tal situación no se resolverá rápidamente, no obstante que la gravedad del problema exija una solución en el corto plazo. En efecto, si bien se realiza un gran esfuerzo para dotar de agua potable a un buen número de comunidades rurales, el problema de la evacuación y del tratamiento se ha ignorado, ya que el costo de la infraestructura de un sistema convencional es considerado aún, demasiado alto.

Por otra parte, con frecuencia se presentan conflictos por el uso del agua, en particular en zonas donde el recurso no es abundante. Ante esta situación, es práctica común el reuso en riego agrícola del agua residual cruda, con todos los riesgos sanitarios que implica.

Indudablemente, la solución del problema de tratamiento de las aguas residuales debe ser una prioridad, no sólo para proteger el ambiente, sino también por razones económicas dado su alto costo en materia de salud y calidad de vida; en este sentido, el principal reto de la ingeniería ambiental en nuestro país radica en proporcionar las condiciones que garanticen un mejor nivel de vida para la población, que contribuya al desarrollo de México.

#### 1.1.1 LEGISLACIÓN NACIONAL VIGENTE, RELATIVA A LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES

Uno de los primeros precedentes legales en nuestro país, relacionado con los aspectos sanitarios, se encuentra en 1893 cuando entró en vigor el Primer Código Sanitario, documento que pretendía mejorar la atención en los aspectos curativos al mayor número de personas posibles, así como mejorar las condiciones ambientales en que nacía y se desenvolvía la población.

Sin embargo, no fue sino hasta marzo de 1971 que se dio inicio a la estructuración de un marco legal en materia de protección al ambiente al promulgarse la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental. Esto significó un avance en la reglamentación jurídica para evitar la degradación o destrucción de recursos como aire, agua y suelo.

El 13 de marzo de 1973 se publica en el Diario Oficial un nuevo Código Sanitario (séptima versión), en el que se incluyen preceptos para proteger la atmósfera, agua, suelo, mar territorial, medio urbano, centros de trabajo, la regulación de radiaciones ionizantes, electromagnéticas y sustancias químicas tóxicas y peligrosas, y otras actividades relacionadas con el medio ambiente.

Con el fin de proporcionar vigencia y efectividad a tales ordenamientos, se expidieron diversos reglamentos entre los cuales se puede mencionar, por ser el tema de estudio, el Reglamento para Prevenir y Controlar la Contaminación del Mar por Vertimiento de Desechos y Otras Materias (enero de 1979).

Posteriormente, en enero de 1982 entra en vigor la Ley Federal de Protección al Ambiente. En este documento se establecen medidas orientadas a la protección del ambiente, se regulan todos los ámbitos en que la contaminación podía presentarse, así como sus efectos, y se incorpora la evaluación del impacto ambiental de las obras públicas y privadas, con la finalidad de constituir un instrumento de planeación de proyectos.

La Ley Federal de Protección al Ambiente fue derogada en marzo de 1988 cuando entró en vigor la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, actualmente vigente, en donde se define la legislación ecológica como un proceso de planeación dirigido a evaluar y programar el uso y manejo de los recursos naturales en el territorio nacional. Esta Ley establece el ordenamiento ecológico general a cargo de la Federación y encomienda el local a los Estados y Municipios de acuerdo a sus respectivas leyes.

Además, se comienza a reglamentar el tratamiento de aguas residuales a través de las Normas Técnicas Ecológicas que establecen las especificaciones, procedimientos, parámetros y límites permisibles que deben observarse en las descargas. Estas Normas Técnicas Ecológicas relativas al control y la contaminación del agua fueron publicadas durante los años 1988 a 1991 y abarcan desde la NTE-CCA-001-88 a la NTE-CCA-033-91.

Las Normas Técnicas Ecológicas fueron sustituidas por las primeras Normas Oficiales Mexicanas (relacionadas con el agua residual), publicadas en el Diario Oficial de la Federación en los años de 1993 a 1994. A partir de entonces las Normas Oficiales Mexicanas regulan legalmente las descargas de aguas residuales y las condiciones particulares de descarga (CDP); al especificar parámetros físicos, químicos y biológicos, como valores máximos o mínimos permisibles que controlan la calidad del agua. Con estas normas, el tratamiento de las aguas residuales adquiere el carácter de una necesidad legal.

Finalmente, en 1996, 42 de las Normas Oficiales Mexicanas emitidas en 1993 y 1994 fueron sustituidas por sólo dos nuevas Normas Oficiales Mexicanas: la NOM-001-ECOL-1996 y la NOM-002-ECOL-1996.

La NOM-001-ECOL-1996 se publicó el 6 de enero de 1997 y tiene como objetivo establecer los límites máximos permisibles de contaminantes para las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, con la finalidad de proteger su calidad y posibilitar sus usos. (Ver Anexo 1)

La Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996 entró en vigor el 3 de junio de 1998 y establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado. Por su parte, la NOM-003-ECOL-1997 entró en vigor el 21 de septiembre de 1998 y estipula los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se aprovechen en servicios al público.

En la actualidad, las dependencias gubernamentales encargadas de publicar documentos normativos relacionados con la calidad del agua son la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca (SEMARNAP); el Instituto Nacional de Ecología (INE), la Comisión Nacional del Agua (CNA) y la Secretaría de Salud (SSA); siendo la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Ley de Aguas Nacionales, la Ley Federal de Derechos en Materia de Agua y la Ley General de Salud las que establecen el marco general de la normatividad sobre aguas residuales.

### 1.1.2 INFRAESTRUCTURA NACIONAL PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

De acuerdo con el inventario nacional de plantas de tratamiento, que actualiza regularmente la CNA, hasta 1997 el registro fue de 808 plantas construidas, con una capacidad instalada de 54 983 lps; de éstas el 76% se encuentran en operación con un gasto aproximado de 35 300 lps. De los sistemas registrados en el inventario, se estima que el 60% opera con eficiencias bajas de remoción, del 30 al 50% aproximadamente; el 35% con eficiencias del 50 al 80% y el 5% restante con eficiencias mayores al 80%.

Del total de plantas construidas, 193 no están en operación debido a diferentes problemas que van, desde un diseño mal concebido, fallas en la construcción, abandono o descuido de las unidades de tratamiento, falta de recursos económicos y falta de personal especializado; hasta problemas de carácter político.

En el país se utilizan diversos procesos de tratamiento, el más empleado es el de lagunas de estabilización con un 51.48% del total de plantas de tratamiento. En segundo lugar se encuentra el proceso de lodos activados convencional con un 21.5% del total, en tercero el uso del tanque Imhoff (7.3%), y finalmente los filtros biológicos (4%).

Enseguida se presenta el Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento de aguas residuales municipales, obtenido por la CNA para el año 1997, donde se puede observar la capacidad instalada y la capacidad aprovechada; además, se

incluye la Tabla 1.4 donde se indica el tipo de tratamiento utilizado en las plantas del país; y por último, el Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento en construcción y en proyecto (Tabla 1.5).

TABLA 1.3 Inventario Nacional de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales.

ESTADO	NO. DE PLANTAS CONST.	CAPACIDAD INSTALADA (lps)	NO. DE PLANTAS OPERADAS	GASTO TRATADO (lps)	ESTADO	NO. DE PLANTAS CONST.	CAPACIDAD INSTALADA (lps)	NO. DE PLANTAS OPERADAS	GASTO TRATADO (lps)
Aguascalientes	94	2 462.00	79	1 968.10	Nayarit	48	1 806.80	32	986.70
Baja California	10	2 495.00	10	2 755.00	Nuevo León	18	8 821.00	27	6 002.00
Baja California Sur	18	1 028.40	17	586.80	Oaxaca	22	755.74	17	313.10
Campeche	11	123.36	11	36.61	Puebla	11	339.40	8	173.90
Coahuila	13	912.50	7	675.00	Querétaro	13	834.20	12	298.20
Colima	23	487.00	16	304.20	Quintana Roo	14	1 188.00	12	790.91
Chiapas	6	108.72	0	0.00	San Luis Potosí	12	423.00	4	265.00
Chihuahua	18	1 404.00	18	642.20	Sinaloa	15	1 031.00	10	1 030.00
Distrito Federal	24	5 978.00	22	3 379.00	Sonora	64	2 394.70	46	1 432.70
Durango	43	2 704.40	39	2 047.00	Tabasco	23	1 068.20	19	843.50
Guanajuato	9	1 665.00	2	790.00	Tamaulipas	14	2 148.00	11	1 719.10
Guerrero	13	1 829.00	13	1 443.00	Tlaxcala	33	878.80	23	679.22
Hidalgo	5	148.36	1	14.88	Veracruz	61	3 331.00	43	1 694.00
Jalisco	69	3 222.98	51	1 726.01	Yucatán	8	29.30	8	14.50
Estado de México	17	2 583.00	17	1 225.00	Zacatecas	26	247.00	10	164.00
Michoacán	13	1 224.00	10	531.00					
Morelos	30	1 314.90	20	810.00	Nacional	808	54 983.76	615	35 340.63

Fuente: CNA, Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento 1997.

TABLA 1.4 Inventario Nacional de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales por tipo de tratamiento.

ESTADO	AE	DB	FB	LA	LB	LE	LM	LP	PE	RA	TI	TP	TS	TV	ZO	ZZ	AN	TOTAL	
Aguascalientes			1	2		83			8									94	
Baja California			2	1	1	5									1			10	
Baja California Sur				7		9	1					1						18	
Campeche				7								3					1	11	
Coahuila			2	5		4					1	1						13	
Colima			1		2	20												23	
Chiapas						5							1					6	
Chihuahua		1		4		12									1			18	
Distrito Federal	1		2	20												1		24	
Durango				1	1	41												43	
Guanajuato				1	1	3					3				1			9	
Guerrero				12								1						13	
Hidalgo				1		2		1			1							5	
Jalisco			2	11	2	34				1	7	1	2		9			69	
Estado de México				1	1	15												17	
Michoacán		1				1	6			1	3				1			13	
Morelos		3	5	3		2				4	8					2	3	30	
Nayarit			4	11		19							14					48	
Nuevo León	3			6	3	12				1	2						1	28	
Oaxaca		1	1	10		5		3			2							22	
Puebla			2			6						2		1	1			11	
Querétaro	1		3	1					3		1	1			1		2	13	
Quintana Roo				12		1												14	
San Luis Potosí				9		3												12	
Sinaloa				2		12							1					15	
Sonora						61					2	1						64	
Tabasco			1	4		7					10							23	
Tamaulipas	1		1		1	6					3				2			14	
Tlaxcala			1		4	27				1								33	
Veracruz			3	22		10			1	2	16	3	1				3	61	
Yucatán				1	2													5	8
Zacatecas		2		17		6										1		26	
NACIONAL	6	9	32	174	14	416	1	4	12	10	59	15	18	1	19	3	15	808	

Fuente: CNA, Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento 1997.

## Simbología:

AE = Aireación extendida	LM = Lemna	TS = Tratamiento secundario
DB = Discos biológicos	LP = Lagunas pantano	TV = Tratamiento primario avanzado
FB = Filtros biológicos	PE = Purificador enzimático	ZO = Zanja de oxidación
LA = Lodos activados	RA = Anaerobio con flujo ascendente	ZZ = Desconocido.
LB = Lagunas aeradas	TI = Tanque Imhoff	AN = Tratamiento anaerobio
LE = Lagunas de estabilización	TP = Tratamiento primario	

TABLA 1.5 Inventario Nacional de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales en construcción y en proyecto.

ESTADO	NO. DE PLANTAS TOTALES	GASTO TOTAL (lps)	NO. DE PLANTAS EN CONST.	GASTO E DISEÑO (lps)	NO. DE PLANTAS EN PROYECTO	GASTO DE DISEÑO (lps)
Aguascalientes	S/D					
Baja California	4	3 820.00	2	1 440.00	2	2 380.00
Baja California Sur	2	52.00	0	0.00	2	52.00
Campeche	S/D					
Coahuila	13	4 370.00	0	0.00	13	4 370.00
Colima	2	1 050.00	1	300.00	1	750.00
Chiapas	42	2 098.07	6	178.80	36	1 919.27
Chihuahua	42	9 509.00	17	139.00	25	9 370.00
Distrito Federal	5	35 875.00	4	875.00	1	35 000.00
Durango	25	639.60	14	74.60	11	565.00
Guanajuato	12	5 705.00	1	70.00	11	5 635.00
Guerrero	3	312.00	2	228.00	1	84.00
Hidalgo	S/D					
Jalisco	4	2 957.00	0	0.00	4	2 957.00
Estado de México	17	955.00	6	458.00	11	497.00
Michoacán	16	1 970.00	4	851.00	12	1 119.00
Morelos	8	405.00	1	75.00	7	330.00
Nayarit	20	337.44	7	60.80	13	276.84
Nuevo León	19	505.00	0	0.00	19	505.00
Oaxaca	18	952.50	8	72.60	10	879.90
Puebla	24	4 043.60	4	192.00	20	3 851.60
Querétaro	19	914.00	18	828.00	1	86.00
Quintana Roo	S/D					
San Luis Potosí	9	1 884.30	1	10.00	8	1 874.30
Sinaloa	9	6 699.00	0	0.00	9	6 699.00
Sonora	3	4 000.00	0	0.00	3	4 000.00
Tabasco	S/D					
Tamaulipas	8	3 519.24	2	27.00	6	3 492.24
Tlaxcala	6	52.09	1	3.74	5	48.35
Veracruz	17	3 653.00	6	2 235.00	11	1 418.00
Yucatán	S/D					
Zacatecas	15	449.00	0	0.00	15	449.00
<b>NACIONAL</b>	<b>362</b>	<b>96 726.84</b>	<b>105</b>	<b>8 118.34</b>	<b>257</b>	<b>88 608.50</b>

Fuente: CNA, Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento 1997.

Como se observó en las tablas anteriores, el número de plantas que actualmente no operan es enorme y las eficiencias muy bajas. Algunos factores técnicos que contribuyen a la situación en que se encuentran las plantas de tratamiento en el país son: la existencia de sistemas de alcantarillado de tipo combinado que entorpece el tratamiento durante la época de lluvia, las descargas de tóxicos industriales que no son tratados intramuros, la falta de equipos en los laboratorios sobre los cuales se apoya toda la actividad relativa al control de descargas y del tratamiento, la producción de grandes cantidades de lodos con los métodos empleados los cuales constituyen un problema difícil de solucionar, los diseños sobredimensionados en los que se encuentran operando la mayoría de las plantas de tratamiento y la excesiva mecanización, instrumentación y automatización de las plantas, que encarece y complica, tanto la operación y el mantenimiento, como la amortización de las inversiones. (Romero Álvarez, 1996)

Con base en el panorama anterior y como consecuencia de las modificaciones realizadas a las normas que regulan las descargas de aguas residuales, se infiere que en varias de las plantas de tratamiento existentes se requerirá que se



mejore su nivel de tratamiento o su eficiencia para cumplir con la legislación actual, con una tendencia a que todas las plantas cuenten con un proceso de tratamiento secundario, e incluso, hasta terciario.

## 1.2 IMPORTANCIA DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

La salud humana está directamente relacionada con las condiciones y calidad del ambiente y muy en particular con el acceso al agua potable, el manejo de las aguas residuales y la disposición de basura. Todo ello se ve reflejado en los patrones de enfermedad y muerte que privan en cada comunidad.

En México se presenta un fenómeno de transición epidemiológica en el que coexisten enfermedades transmisibles, entre las que destacan las respiratorias agudas y las intestinales, y aquellas que se consideran asociadas a la vida moderna (por el desarrollo urbano e industrial), como el cáncer, lo cual señala la necesidad de atender tanto los problemas relativos al saneamiento básico como los derivados de las actividades que generan otros factores de riesgo para la salud.

Las enfermedades intestinales constituyen un conjunto de padecimientos que comparten síntomas comunes y tienen un patrón epidemiológico similar, se encuentran entre las causas más frecuentes de enfermedad y muerte en México. Dichas enfermedades afectan en particular a los niños menores de cinco años. A pesar de que en las últimas décadas se observa una tendencia decreciente en su frecuencia, se calcula que anualmente ocasionan más de 30 000 muertes. Los datos oficiales, según la Organización Mundial de la Salud, se muestran en la Tabla 1.6.

TABLA 1.6 Principales causas de defunción en México.

AÑO	PRINCIPALES ENFERMEDADES					
	ENFERMEDADES INFECCIOSAS INTESTINALES	TUBERCULOSIS TODAS LAS FORMAS	TOS FERINA	TÉTANOS	SARAMPIÓN	DEFICIENCIAS DE LA NUTRICIÓN
1960	68771	9525	4741	2671	6096	-
1970	76878	9737	3458	1816	11891	8180
1980	41342	7001	1596	764	1922	3798
1990	22196	6202	458	238	3899	11788
1991	18766	5368	76	206	97	11022
1992	14191	5219	63	156	23	10238

FUENTE: Adaptado de Estadísticas de Salud de las Américas, 1995. OPS.

Las aguas residuales y la disposición de excreta representan un riesgo para la salud pública por su alto contenido de organismos patógenos. Existen en nuestro país diversas enfermedades como la teniasis, la neurocisticercosis y la ascariasis, de gran relevancia sanitaria ya que aunque su tasa de mortalidad es baja, tienen una morbilidad alta, reducen la productividad e impactan negativamente desde el punto de vista económico. Estas enfermedades se relacionan con las condiciones deficientes de saneamiento básico y falta de higiene personal.

Aunado a lo anterior, las grandes carencias de agua en una considerable parte del territorio nacional han hecho necesario el empleo de las aguas residuales (en su mayoría sin tratamiento), para el riego de cultivos agrícolas; lo cual, por su rico contenido de materia orgánica ha tenido un efecto positivo al fertilizar tierras áridas. Sin embargo, tal uso conlleva peligros para la salud humana, sobre todo si se riegan con aguas residuales hortalizas que se consumen crudas, por la presencia en estas aguas de organismos patógenos como virus, bacterias, protozoarios y helmintos causantes de enfermedades que son problemas de salud pública en México. En este caso existen tres tipos de parásitos que se transmiten a través de suelos contaminados ascariasis, tricocefalosis y uncinariasis. El contaminante en los tres casos es materia fecal que contiene huevecillos de estos parásitos. De ahí que las dependencias encargadas de regular el uso del agua residual en México hayan emitido los criterios sanitarios en los que se sustentan las Normas Oficiales Mexicanas vigentes.

Por citar un ejemplo de las condiciones predominantes en el país, se pueden mencionar algunos datos obtenidos en poblaciones rurales del estado de Morelos, los cuales indican que a partir del primer año de vida la mayoría de los niños que habitan en estos lugares están completamente parasitados por ascaris y tricocéfalos, en el caso de helmintos, y por Giardia Lambia en el caso de protozoarios (World Health Organization, 1995).

Al peligro anterior se puede sumar el de la exposición humana a sustancias químicas persistentes y bioacumulables, como metales pesados, causadas por la descarga a los cuerpos de agua empleados para el riego agrícola de las aguas provenientes de industrias que desechan residuos químicos potencialmente tóxicos. Los efectos sobre la salud debidos a la ingesta o el contacto con metales como plomo, cadmio o manganeso son muy difíciles de determinar. En la mayoría de los casos son las contaminaciones de tipo crónico las que pueden afectar el funcionamiento de ciertas partes del organismo, en especial el cerebro.

A partir de éste panorama, se han destacado tres elementos fundamentales para proteger la salud humana en contra de los efectos adversos de la contaminación ambiental: a) el establecimiento de un marco normativo adecuado, b) el desarrollo de medidas de control y c) la educación comunitaria.

En este contexto, el tratamiento de las aguas residuales cobra gran importancia, representando quizá, una de las mayores medidas de mitigación ante la contaminación ambiental. Indudablemente, el tratamiento de las aguas residuales debe ser una prioridad no sólo para proteger el ambiente sino también por razones socioeconómicas dado su alto costo en materia de salud y calidad de vida.

#### Bibliografía del Capítulo 1

- César Valdez, Enrique. (1994). "Abastecimiento de Agua Potable". Facultad de Ingeniería, UNAM, D. F., México.
- Comisión Nacional del Agua. (1997). "Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento de Agua Residual Municipal 1997". Subdirección General Técnica, Gerencia de Saneamiento y Calidad del Agua. D.F., México.
- Comisión Nacional de Ecología. (1990) "Informe de la Situación General en Materia de Equilibrio Ecológico Protección al Ambiente 1989 – 1990". México.
- Leyva Campos, Velia Adriana. (1998). "Aspectos de Ingeniería Civil en las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales". Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- López Portillo y Ramos, Manuel. (1982). "El medio ambiente en México: Temas, problemas y alternativas". Sección de obras de Ciencia y Tecnología. Fondo de Cultura Económica. México.
- Metcalf & Eddy. (1985) (1996). "Ingeniería de aguas residuales: tratamiento, vertido y reutilización, Tomo 1 y 2". Mc Graw Hill Publishing Co. USA.
- Organización Panamericana de la Salud. (1995). "Estadísticas de Salud de las Américas". Edición 1995. E.U.A.
- Programa Universitario de Medio Ambiente (PUMA). (1996). "La Situación Ambiental en México". Coordinación de la Investigación Científica. Octavio Rivero y Guadalupe Ponciano Editores. UNAM. México.
- Vázquez González, Alba y César Valdez, Enrique. (1994). "Impacto Ambiental". Facultad de Ingeniería, UNAM e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). D. F., México.
- World Health Organization. (1995). "The World Health Report 1995". France.

# CAPÍTULO 2

## Aspectos Generales del Medio Natural y Socioeconómico de la Población

### 2.1 PERFIL HISTÓRICO – CULTURAL

#### *CRONOLOGÍA DEL MUNICIPIO*

Tepic, cuyo nombre procede del náhuatl “tetl” piedra y “pic” duro, existía ya como parte del reino de Xalisco antes de la llegada de los españoles encabezados por Francisco Cortés de San Buenaventura, en 1524. En 1532 Nuño Beltrán funda la ciudad de Tepic, dándole el nombre de Santiago de Compostela, capital de Nueva Galicia. En 1540 Cristóbal de Oñate, luego de quitar el poder a Beltrán, decide trasladar Compostela al lugar que hoy ocupa, a 30 kilómetros de Tepic.

La actual capital de Nayarit fue, durante el siglo XVI, el centro que controló el envío de tropas y armas para conquistar por tierra y mar el noroeste de la Nueva España. En el siglo XVIII la ciudad de Tepic, convertida en centro comercial de productos agrícolas y mineros, es elevada a la categoría de subdelegación de la Intendencia de la Nueva Galicia.

Hacia 1801 Tepic fue el principal objetivo de una de las primeras rebeliones contra la dominación española encabezada por el indio Mariano (Máscara de Oro), quien fue derrotado luego de encarnizadas luchas. El 20 de noviembre de 1810 el cura jalisciense José María Mercado, aliado a las fuerzas insurgentes de Miguel Hidalgo, demandó la rendición de Tepic. La obtuvo tres días después sin la menor lucha y decidió continuar hacia San Blas donde pereció al ser traicionado.

El 24 de Julio de 1811 es elevada al rango de ciudad con los títulos de muy noble y muy leal, concediéndole amplias facultades de autogobierno. En 1824 Tepic quedó adherido al estado de Jalisco como su séptima región administrativa. Estuvo por muchos años bajo el poder rebelde de Manuel Lozada, propiciando que el gobierno de Juárez lo declarara distrito militar. El 12 de diciembre de 1884 es convertido en territorio federal. En 1917, una vez promulgada la Constitución, el territorio de Tepic se eleva a la categoría de Estado Libre y Soberano de Nayarit, siendo Tepic su capital y asiento de los poderes constitucionales.

### 2.2 MEDIO FÍSICO Y GEOGRÁFICO

La ciudad de Tepic es la capital del estado de Nayarit y cabecera municipal del municipio del mismo nombre. Se localiza en la parte central del estado, limitada al norte con los municipios de Santiago Ixcuintla y El Nayar, al sur con Xalisco, al este con el municipio de Santa María del Oro y Xalisco y al oriente con los municipios de San Blas y Santiago Ixcuintla; esta ubicado a mil metros de altura sobre el nivel del mar. Las coordenadas geográficas extremas del municipio son: al norte 21°51', al sur 21°24' de latitud norte, al este 104°34' y al oeste 105°05' de longitud oeste.

El porcentaje territorial del municipio es del orden del 6% de la superficie del estado. Se divide en 35 localidades de las cuáles las más importantes son: Francisco I. Madero, Bellavista y Camichín de Jauja, entre otras.

*Hidrografía.* Los principales ríos son Santiago que sirve de límite al norte y este del municipio, el Mololoa que cruza la ciudad y el Santa Rosa. Los principales cuerpos de agua son las presas: Aguamilpa, San Rafael y Amado Nervo. Existen además 25 manantiales.

**Precipitación total anual.** Según registros del Observatorio de Tepic, se tiene para el período de 1977 a 1995 una precipitación promedio de 1 121.0 mm, una precipitación del año más seco de 894.3 mm y una precipitación del año más lluvioso de 1 431.8 mm.

**Precipitación total mensual.** A continuación se presenta la tabla con los valores de precipitación mensual, en ella se aprecia la temporada de lluvias que va de Junio a Octubre.

TABLA 2.1 Precipitación total mensual (mm).

ESTACIÓN Y CONCEPTO	PERÍODO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Tepic (Observatorio)	1995	0.4	10.3	0.0	0.0	0.0	191.4	373.2	297.7	168.6	0.2	7.5	21.5
Promedio	1977 – 1995	40.2	12.9	2.1	1.1	5.4	137.2	340.0	278.7	206.5	58.3	13.3	25.3
Año más seco	1986	0.0	15.8	0.0	0.3	1.8	136.5	174.2	243.5	238.9	70.7	0.2	12.4
Año más lluvioso	1984	63.4	0.0	0.0	0.0	9.9	267.7	362.7	446.6	165.8	27.8	8.7	79.2

FUENTE: CNA. Registro mensual de precipitación pluvial en mm.

**Ubicación Hidrológica.** El municipio de Tepic se encuentra situado dentro de dos regiones hidrológicas: Lerma – Santiago y Huicicila. Dichas regiones engloban las cuencas de R. Santiago – Aguamilpa y R. Huicicila – San Blas, éstas a su vez, a las subcuencas de R. Bolaños – R. Huaynamota, R. Huaynamota – Océano, R. Tepic, R. Ixtapa y R. San Blas.

**Climas.** Es semicálido y húmedo con lluvias de junio a octubre, con mayor intensidad en junio y agosto, registrándose precipitaciones en invierno. El mes más caluroso es mayo. Los vientos en general son del norte a velocidades aproximadas de 8 kilómetros por hora.

**Temperatura media anual.** El Observatorio de Tepic, que es la única estación dimatológica existente en la zona, ha registrado para el período de 1977 a 1995 una temperatura promedio de 21.1°C, una temperatura para el año más frío de 20.1°C y una temperatura del año más caluroso de 21.8°C.

**Temperatura media mensual.** A continuación se presenta la Tabla 2.2 con los valores medidos registrados, en ella se observa que la variación del mes más frío al más caluroso es muy pequeña (6.9°C para 1995), y que las diferencias entre años más fríos y más calurosos son mínimas.

TABLA 2.2 Temperatura media mensual (grados centígrados).

ESTACIÓN Y CONCEPTO	PERÍODO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Tepic (Observatorio)	1995	18.2	20.3	19.4	20.8	22.9	24.4	23.4	23.8	23.8	23.0	21.2	17.5
Promedio	1977 – 1995	17.6	18.0	19.2	21.2	22.6	24.0	23.5	23.5	23.6	22.5	19.9	18.2
Año más frío	1977	16.8	17.3	17.8	19.5	21.3	22.5	22.5	22.5	23.3	21.4	19.7	16.9
Año más caluroso	1982	18.8	19.4	20.7	23.4	24.1	25.4	24.4	23.6	24.0	22.2	19.0	16.5

FUENTE: CNA. Registro mensual de temperatura media en °C.

Entre otros datos relevantes se pueden mencionar los siguientes: la mayor parte del municipio es plano aunque existen elevaciones al nordeste y sudoeste así como al este del municipio la sierra de Potrillos, el volcán de Sangangüey, los cerros de Navajas y La Cruz; presentan altitudes que van de los 1,360 a los 2,340 msnm. En la zona sobresalen las rocas de origen ígnea extrusiva destacando el Basalto y la Toba ácida, las cuales se encuentran en el 79.55% del territorio municipal; en el área restante predominan las rocas de origen Sedimentario, Aluvial, Residual y Arenisca, principalmente.

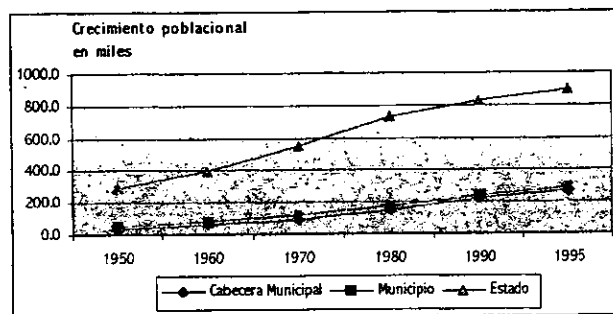
La mayor parte del suelo tiene un uso agrícola y en cuanto a la tenencia de la tierra predomina el régimen ejidal. La vegetación predominante es la semitropical que se ubica en terrenos de gran humedad, además se tienen zonas boscosas de arbustos y madera de pino.

### 2.3 MARCO SOCIAL

**Aspectos poblacionales.** La población total del municipio asciende a 300 mil habitantes, aproximadamente, que representa el 32.6% del total estatal. La estructura de la población es sumamente joven ya que se tiene una edad media de 20 años y la población mayor de 65 años sólo representa el 5.3% del total, su distribución es proporcional en ambos sexos. El crecimiento de los habitantes ha disminuido en los últimos años, su tasa de natalidad bajó en 17% para 1995, comparada con la registrada en 1990.

Los habitantes que han inmigrado al municipio representan el 17% del total y su crecimiento es mínimo, menos del 1% anual. En el municipio la mayor parte de la población habla el idioma español (98%), y el resto, la lengua Huichol. La religión predominante es la católica con una congregación del 92% del total poblacional. Los residentes continúan con la tendencia de ubicarse en localidades urbanas; la población urbana, representaba el 61% en 1950 y para 1995 se tenía un porcentaje del 90%. Consecuentemente, la población que reside en localidades de menos de 2 500 habitantes ha disminuido en los últimos años de 39 a 10%. A continuación se muestran los datos estadísticos de la cabecera municipal, del municipio y una comparación con el crecimiento poblacional del Estado de Nayarit, desde 1950 hasta 1990, datos recabados en los censos de población, además se presentan los resultados del conteo de 1995.

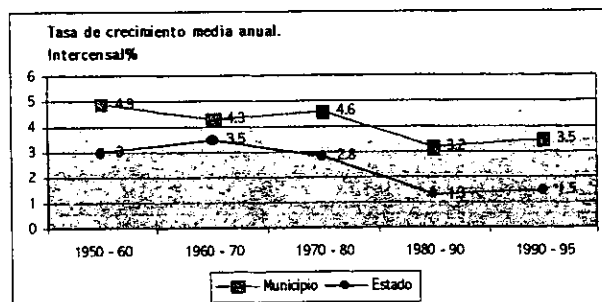
Figura 2.1 Crecimiento poblacional de Nayarit, Municipio de Tepic y Cd. de Tepic.



FUENTE: Para 1950 - 1990: INEGI: Nayarit, Resultados Definitivos. Censos Generales de Población y Vivienda, 1950, 1960, 1970, 1980 y 1990.

En el municipio se observa la misma tendencia de aumento de población que se tiene en el estado de Nayarit, solo que su ritmo de crecimiento es de 2 puntos porcentuales arriba de la media estatal. Como se observa en la Figura 2.2, la tasa de crecimiento en el municipio de Tepic ha experimentado una reducción en los últimos años, bajando de 4.9% a 3.5% de la década de los años 50 a la década actual.

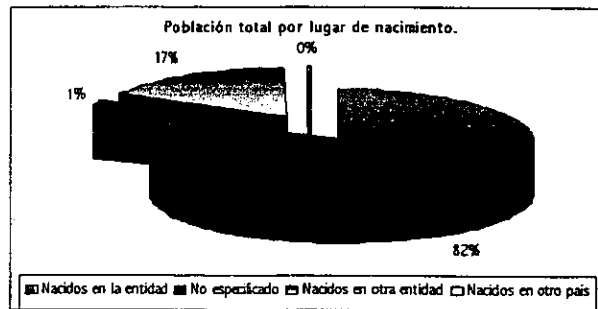
Figura 2.2 Comportamiento de la tasa de crecimiento media anual de 1950 a 1995.



FUENTE: Para 1950 - 1990: INEGI: Nayarit, Resultados Definitivos. Censos Generales de Población y Vivienda, 1950, 1960, 1970, 1980 y 1990.

Como se mencionó anteriormente, el municipio de Tepic, al igual que su cabecera, no son sitios que se caractericen por los grandes movimientos poblacionales. La ciudad presenta un desplazamiento mínimo, actualmente el 81% del total poblacional es nativa del lugar y sólo 17% proviene de otros estados, en su mayoría de Jalisco, estado vecino. En la Figura 2.3 se muestra la distribución de la inmigración a la ciudad de Tepic.

Figura 2.3 Distribución de la población según su lugar de nacimiento.



FUENTE: INEGI: Nayarit, Resultados Definitivos. XI Censo General de Población y Vivienda, 1990.

**Educación, cultura, recreación y deporte.** Se imparte la educación elemental, media, superior y profesional; pues se cuenta con la cobertura suficiente para ello, en la ciudad se encuentra, la Universidad Autónoma de Nayarit y el Instituto Tecnológico de Tepic. Se dispone además de una Escuela Normal Urbana. En el área rural las dependencias educativas imparten cursos a las comunidades mediante el sistema de telesecundaria. Los índices de analfabetismo han descendido y pasaron del 23% del total de la población en 1950, a 5% en 1995. En seguida se presenta una tabla resumen donde se aprecian las características de educación en el municipio.

TABLA 2.3 Alumnos inscritos, existencias y aprobados, índice de retención e índice de aprovechamiento a fin de cursos según nivel educativo (1994 – 1995).

NIVEL EDUCATIVO	ALUMNOS INSCRITOS (1)	ALUMNOS EXISTENCIAS (2)	ALUMNOS APROBADOS (3)	INDICE DE RETENCIÓN (2)/(1)X100	INDICE DE APROVECHAMIENTO (3)/(2)X100
TOTAL	112 008	96 620	84 575	86.3	87.5
Preescolar	10 851	10 266	10 232	94.6	99.7
Primaria	45 348	42 674	41 140	94.1	96.4
Capacitación para el trabajo	4 065	3 455	3 334	85.0	96.5
Secundaria	18 177	17 076	17 044	93.9	99.8
Personal medio	5 226	4 162	4 146	79.6	99.6
Normal	8 104	ND	ND	ND	ND
Bachillerato	10 746	9 496	8 679	88.4	91.4
Superior	9 491	9 461	ND	100.0	ND

FUENTE: Servicios de Educación Pública del Estado de Nayarit.

**Salud.** El municipio de Tepic, cuenta con servicios de salud pública destacándose en el área urbana diversas clínicas del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS), Instituto de Seguridad y Servicios Sociales de los Trabajadores del Estado (ISSSTE), Secretaría de Salud (SSA) y clínicas privadas. Se cuenta con un centro de rehabilitación y educación especial. Asimismo, se tienen consultorios del Sistema para el Desarrollo Integral de la Familia (DIF).

**Vivienda.** La concentración urbana se presenta básicamente en la ciudad de Tepic, lo que propicia déficit habitacional, con posibilidad de resolverlo a futuro (49 730 viviendas registradas). La tendencia de la vivienda es predominantemente ejidal en las zonas de mayor crecimiento suburbano y en su mayoría cuenta con los servicios elementales (el 80% disponen de algún tipo de drenaje que puede ser conectado a la red municipal, fosa séptica ó algún cuerpo receptor). El tipo de construcción de las mismas es basado en ladrillo y losas de concreto, no observándose estilo en particular.

**Comunicaciones y transportes.** El municipio de Tepic tiene una amplia red de comunicaciones por carretera, lo cruza una vía ferroviaria y también se comunica por avión. La transportación terrestre cuenta con la vía del ferrocarril del Pacífico que parte de Guadalajara y finaliza en Nogales. Es cruzado por la carretera internacional del Pacífico de norte a sur y varias carreteras vecinales.

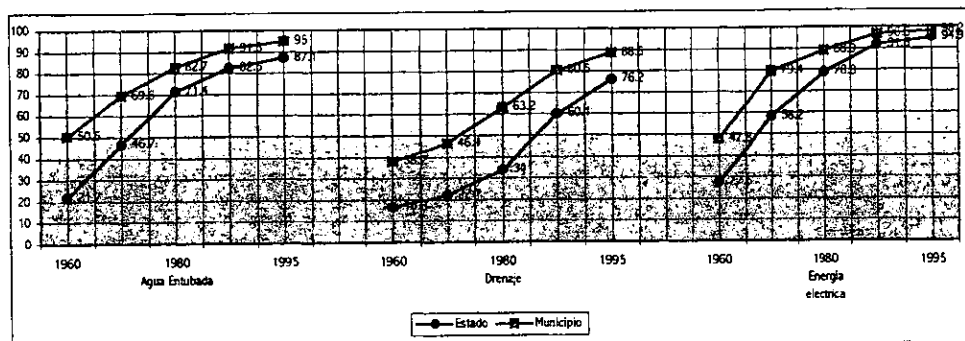
Cuenta con dos aeropuertos para la navegación aérea nacional e internacional. En el municipio, operan empresas de servicio de transporte de pasajeros y de carga, se cuenta con una central de autobuses y otras dos más pequeñas. Además se tienen servicios de correos, 6 oficinas de telégrafos, teléfonos, estación de microondas, siete radiodifusoras, periódicos y se captan 6 canales de televisión.

**Agua potable, alcantarillado y energía eléctrica.** La ciudad de Tepic cuenta actualmente con 300 000 habitantes, aproximadamente, para proporcionar el servicio de agua potable se tienen 49 pozos profundos, que producen un total de 1 529 lps, generándose una dotación media de 315 l/hab\*día, siendo la cobertura de este servicio del orden del 90%.

Con respecto al alcantarillado, la ciudad cuenta con una cobertura en área y población de alrededor del 75%, dando servicio a 272,700 habitantes según información del SIAPA (organismo operador en la ciudad de Tepic), lo que significa que el 25% de la población no tiene ningún tipo de sistema de alcantarillado, ello genera problemas sanitarios en la ciudad.

La cobertura eléctrica es aproximadamente del 95%, teniendo 61 890 conexiones domésticas (CFE, 1998), con un incremento mensual del 0.6%. En la Figura 2.4, se aprecia la cobertura de los servicios de agua potable, alcantarillado y energía eléctrica a lo largo de los últimos años.

Figura 2.4 Cobertura de los servicios de agua potable, alcantarillado y energía eléctrica en viviendas particulares.



FUENTE: Para 1960 – 1990: INEGI. Nayarit, Resultados Definitivos. Censos Generales de Población y Vivienda, 1960, 1970, 1980 y 1990. Para 1995: Censo Básico de Población y Vivienda, 1995.

**Ampliación y conservación de la infraestructura.** En la ciudad se han mejorado un total de 1 139 viviendas y construidas otras 380 por parte de las diferentes instituciones como INFONAVIT. En lo concerniente al gasto municipal se tiene lo siguiente: en Educación el municipio destina el 11% de sus recursos; Desarrollo Urbano y Ecología un 56%; Protección y Preservación Ecológica 6%; Alcantarillado en zonas urbanas 2.3%; Agua Potable 10%; Asistencia Social 10%; Salud 0.2%; Comunicaciones 3%; Comercio 1.6% y Electrificación 1.4%.

## 2.4 MARCO ECONÓMICO

**Población económicamente activa.** Predomina la ocupación económica en el sector servicios debido fundamentalmente, a que la cabecera municipal es asiento de los poderes del estado y centro de las actividades de este tipo. No obstante el alto nivel económico y ocupacional que se tiene en la ciudad de Tepic, se observa que el municipio sustenta sus relaciones económicas sobre la base de sus actividades agropecuarias, principalmente en el ramo de los cultivos de la caña de azúcar, café, maíz y frijol, que predominan en la región.

El municipio contaba, en 1995 con el 96% de población económicamente activa ocupada, cifra que representa el 44% del total de la población municipal. La mayoría de estos habitantes ocupados se sitúan entre los 15 a 45 años de edad, y trabajan, predominantemente, en los sectores secundario y terciario.

Cabe señalar que, pese a estos datos, la tasa de desempleo abierto ha registrado un incremento notorio, pasando de 2.2 en 1989 a 4.5 para 1995. En la siguiente Tabla se observa las características del municipio en lo concerniente a empleos y salario.

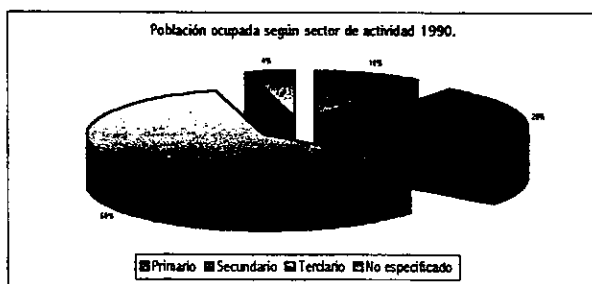
TABLA 2.4 Población de 12 años y más por condición de actividad según sexo.

SEXO	TOTAL	POBLACIÓN ECONÓMICAMENTE ACTIVA		POBLACIÓN ECONÓMICAMENTE INACTIVA	NO ESPECIFICADO
		OCUPADOS	DESOCUPADOS		
1980					
ESTADO	457 008	209 181	1 007	246 820	-
Hombre	228 514	166 352	784	61 378	-
Mujeres	228 494	42 829	223	185 442	-
MUNICIPIO	114 802	54 696	246	59 860	-
Hombres	55 078	ND	ND	15 802	-
Mujeres	59 724	ND	ND	44 058	-
1990					
ESTADO	558 779	233 000	5 079	306 273	14 427
Hombre	276 138	184 631	4 148	80 329	7 030
Mujeres	282 641	48 369	931	225 944	7 397
MUNICIPIO	167 142	73 597	1 616	87 545	4 384
Hombres	79 659	52 719	1 240	23 672	2 028
Mujeres	87 483	20 878	376	63 873	2 356

FUENTE: INEGI. Nayarit.

La población ocupada se distribuye según su actividad como se observa en la Figura 2.5 que se presenta a continuación.

Figura 2.5 Distribución de la población ocupada en la Cd. de Tepic.

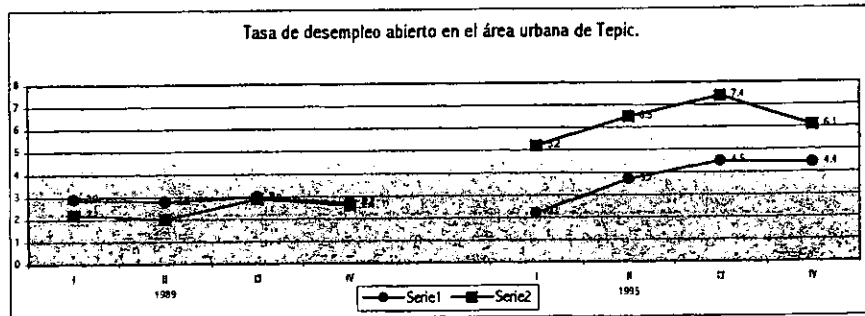


FUENTE: INEGI. Nayarit, Resultados Definitivos. 1990.

Enseguida se muestra la Figura 2.6 en la cual se observa el comportamiento de la tasa de desempleo abierto que se ha registrado en la ciudad de Tepic, en ella se puede apreciar, además, la tasa de desempleo general (Estado), simbolizada como la serie 1.



Figura 2.6 Tasa de desempleo en la Cd. de Tepic y en el Estado de Nayarit.



FUENTE: INEGI: Dirección General de Estadística; Dirección de Estadísticas de Corto Plazo.

**Unidades de producción.** Las unidades de producción están catalogadas de acuerdo al medio en el que se encuentran. Dentro de las unidades de producción del medio rural, destacan las destinadas a la siembra, predominando las de sólo temporal, seguidas por las de riego y temporal; la mayoría de estas unidades se encuentran en comunidades ejidatarias. En las unidades de producción del medio urbano se cuentan principalmente las dedicadas a la cría y explotación de bovinos y porcinos, y en segundo término, las dedicadas a la cría y explotación de aves de corral. Con estos datos se observa que más del 90% de la actividad económica del municipio gira en torno a la agricultura y el resto a la ganadería.

**Agricultura.** La superficie sembrada en el municipio asciende a 17 414 hectáreas, de ellas, 4 048 son destinadas a cultivos ócicos como el maíz y 13 029 a los cultivos perennes destacando el cultivo de caña de azúcar con 10 317 hectáreas; de estas últimas se logró cosechar, para el año de 1995, un total de 8 481 hectáreas que produjeron 567 126 toneladas, con un valor de 70 millones de pesos.

**Ganadería.** El municipio cuenta principalmente con ganado bovino y porcino, 46 172 y 36 876 animales, respectivamente, éstos representan el 10% del total estatal, en cambio, otros productos como el huevo constituyen un 40% de la producción estatal generando alrededor de 20 millones de pesos para 1995, cifra que representa el 33% del total producido en productos pecuarios en el municipio.

**Industria.** El sector industrial ha mantenido a partir de la década de los 70 un desarrollo gradual, sobre todo en las áreas madereras, de materiales de construcción, de distribución de fertilizantes y combustibles, entre otras.

En la cabecera municipal se encuentra el ingenio El Molino y, a siete kilómetros, en el ejido de Francisco I. Madero se encuentra el ingenio de Puga, industrias que representan un importante renglón de ocupación de las familias campesinas del municipio.

**Comercio.** Constituye una de las principales actividades de Tepic. Gira en torno a los productos derivados de las actividades agrícolas y pecuarias como son los granos, el azúcar, la carne y el huevo, principalmente. Hay establecimientos que venden artículos de primera y segunda necesidad, además de todo tipo de comercios, grandes y pequeños.

**Pesca.** La pesca es otra actividad reducida, su mejor época se da en los meses de enero, marzo y julio, capturándose principalmente Tilapia (98% del total), con valor de 3.5 millones de pesos.

**Finanzas públicas.** Según los balances emitidos, en el municipio no se gasta más de lo que se obtiene, no contando por ende con deuda pública, se tienen como principal fuente de ingreso las participaciones con un 69% del total recaudado en 1995.

## 2.5 INTEGRACIÓN DE LA INFORMACIÓN

Para el proyecto de un sistema de tratamiento, es fundamental tomar en cuenta los factores representativos de las características predominantes en la población, para la cual se diseña dicho sistema. Estos factores pueden ser físicos como la temperatura, altitud, precipitación, topografía predominante etc.; sociales, principalmente los relacionados con los aspectos poblacionales y económicos, vinculados con las principales actividades de la población de estudio.

Dichos factores deben tomarse en cuenta ya que repercuten directamente en la selección del proceso a utilizar, el tamaño de las unidades de tratamiento, el procedimiento constructivo (etapas de construcción en el tiempo), la eficiencia del tratamiento (importancia del tratamiento según su reúso), el reúso del agua residual tratada y la ubicación de la planta de tratamiento. Enseguida se presenta un resumen con los datos importantes a tener en mente, al iniciar un proyecto de tratamiento de agua residual.

El municipio de Tepic, está situado en la región central del estado de Nayarit, entre los paralelos 21°51' y 21°24' de latitud norte y los meridianos 104°34' y 105°05' de longitud oeste; y está ubicado a mil metros de altura sobre el nivel del mar.

El clima predominante es semicálido y húmedo, con una temperatura promedio de 21°C. La precipitación promedio mensual es de 95 mm, y los vientos en general son del norte a velocidades aproximadas de 8 kilómetros por hora.

Tepic contaba en 1990 con una población aproximada de 217 mil habitantes, para 1995 ascendió a 293 mil, lo que significa, de seguir esta tendencia, que para el año 2000 se elevará a 325 mil, aproximadamente. La tasa media de crecimiento para la década 1980 a 1990 fue de 3.2 por ciento y de 1990 a 1995 de 3.5 por ciento. La densidad de población es de 310 habitantes por kilómetro cuadrado debido a que la mayoría de los habitantes viven en la cabecera municipal (90%). La inmigración al municipio es mínima, menos del 1% anual.

El municipio es fundamentalmente agrícola, predominan las siembras del ciclo otoño – invierno, sobresale el cultivo de caña de azúcar; en materia ganadera, el volumen rebasa los doscientos mil esquilmos forrajeros en toneladas y su inventario en cabezas de ganado es arriba de 90 mil.

En lo que concierne a los servicios básicos, se cuenta con los siguientes datos: el abastecimiento de agua potable alcanza una cobertura del 90%, teniéndose un total de 62 261 tomas domiciliarias, la dotación suministrada es de 315 l/hab\*día. Las pérdidas en la red de distribución se calculan en 30%. (SIAPA, 1998). Con respecto a la red de alcantarillado, la ciudad cuenta con una cobertura en área y población del orden del 75%, dando servicio a 272 770 habitantes (SIAPA, 1998). Tepic tiene garantizada la distribución y el consumo de energía eléctrica con el suministro de 10 plantas de tipo hidroeléctrico y otros tres sistemas abastecedores. Se tienen 61 890 conexiones domésticas y su incremento mensual es del 0.6%, conexiones que representan una cobertura del 95%. (CFE, Tepic 1998)

### Bibliografía del Capítulo 2

- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, (1997). "Cuaderno Estadístico Municipal de Tepic, Estado de Nayarit, Edición 1995". México.
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. Nayarit, Resultados Definitivos. "Censos Generales de Población y Vivienda, 1930, 1940, 1950, 1960, 1970, 1980 y 1990".
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. Nayarit, Resultados Definitivos. "Censo de Población y Vivienda, 1995".
- Secretaría de Gobernación. (1988). Colección "Los Municipios de México, Estado de Nayarit, Municipio de Tepic".
- SIAPA. Municipio de Tepic, Nayarit. (1992). "Proyecto de agua potable y alcantarillado para la Ciudad de Tepic, Nayarit".

# CAPÍTULO 3

## *Características del Sistema de Tratamiento Existente y Evaluación de su Funcionamiento*

En el estado de Nayarit, los ríos San Pedro, Mololoa, Santiago, Acaponeta, Ixtlán y Ameca presentan problemas de contaminación. Las fuentes de contaminación más importantes del río San Pedro son descargas de aguas residuales municipales procedentes de las poblaciones de Ruíz, Peñitas, Tuxpan e Isla Mezcaltitán; descargas agrícolas (agroquímicos) y las procedentes de presas de jales (aprovechamientos mineros).

En el río Mololoa se vierten descargas de aguas residuales municipales de la ciudad de Tepic y del poblado Francisco I. Madero; e industriales de ingenios azucareros, plantas de refrescos y productos lácteos; industrias que se consideran dentro del grupo de los nueve tipos de actividades más consumidoras y contaminantes de agua en el país.

La contaminación del río Santiago proviene de beneficios mineros instalados en el estado de Jalisco. En el río Acaponeta se vierten aguas residuales municipales y de beneficio de minerales. Otros cuerpos de agua que presentan problemas de contaminación son las playas Naranja, Borrego, Peñitas y Guayabitos, debido a la presencia de residuos sólidos municipales.

Para el saneamiento del río Mololoa, en la ciudad de Tepic, se construyó una planta para tratamiento de aguas residuales con una capacidad de 540 lps. Además, en el estado operan otras 47 plantas de tratamiento con una capacidad instalada de 1 266 lps y se tienen otras 20 en proyecto para aumentar la capacidad instalada del estado en 400 lps.

### **3.1 DESCRIPCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO**

#### **3.1.1 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**

La ciudad de Tepic cuenta con 300 000 habitantes, aproximadamente, para proporcionar el servicio de agua potable se tienen 49 pozos profundos que producen un total de 1 529 lps, generándose una dotación media de 315 l/hab\* día; siendo la cobertura de este servicio del orden del 90%.

La fuente de captación para el suministro de agua potable se ubica en el acuífero del Valle de Matatipac, lugar donde se asienta la población y sitio en el que se encuentra el total de los pozos utilizados.

Enseguida se presenta la Tabla 3.1, donde se muestra un listado de los pozos utilizados para el abastecimiento de agua potable en la ciudad de Tepic, además se aprecia la capacidad disponible y el volumen extraído actualmente, así como la calidad del agua obtenida de cada fuente de abastecimiento.

#### **3.1.2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

El sistema de alcantarillado de Tepic es de tipo separado, se conforma de una red de alcantarillado sanitario de colectores y atarjeas que reciben las descargas de agua residual, y paralelamente a este sistema corre la red de drenaje pluvial por las principales calles y avenidas de la ciudad.

La ciudad cuenta con una cobertura aproximada del 75%, en área y población, dando servicio a 272 700 habitantes según información del Organismo Operador. La mayor parte del servicio es por gravedad teniendo solamente en el área denominada Barranca Blanca, un bombeo hacia un subcolector que después conduce el agua residual por gravedad.

Toda la red concentra el agua residual en un solo emisor que corre por la margen izquierda del río Mololoa, dicho emisor tiene un diámetro de 1.07 m. Éste, descarga a un canal que conduce el agua residual, a cielo abierto, a través de una longitud de 1 300 metros hasta la obra de toma de la planta de tratamiento.

TABLA 3.1 Infraestructura existente de abastecimiento para la ciudad de Tepic.

FUENTES	CAPACIDAD DISPONIBLE REAL	CAUDAL EXPLOTADO ACTUAL lps	DIFERENCIA lps	CALIDAD DEL AGUA (B, M o R)	FUENTES	CAPACIDAD DISPONIBLE REAL	CAUDAL EXPLOTADO ACTUAL lps	DIFERENCIA lps	CALIDAD DEL AGUA (B, M o R)		
1	Pozo San Juan	24.00	24.00	0	B	25	Pozo Alameda	6.00	6.00	0	B
2	Pozo La Cruz	8.00	4.35	3.65	B	26	Pozo Tecolote I	10.00	10.00	0	B
3	Pozo Uanitos	70.00	55.83	14.17	B	27	Pozo Guayabo	5.00	5.00	0	B
4	Pozo Muralla	31.52	25.00	6.52	B	28	Pozo Brisas II	36.00	31.24	4.76	B
5	Pozo Cultura II	25.00	22.54	2.46	B	29	Pozo 26 de sept. I	91.06	40.00	51.06	B
6	Pozo Sosp	27.00	7.78	19.22	B	30	Pozo Reforma I	40.82	38.00	2.82	B
7	Pozo H. Provincia	35.00	35.00	0	B	31	Pozo Santa Fe	50.00	50.00	0	B
8	Pozo Linda Vista I	5.00	5.00	0	B	32	Pozo Rodeo II	18.00	8.41	9.59	B
9	Pozo Moctezuma	35.00	14.29	10.71	B	33	Pozo Insurgentes	29.19	25.00	40.19	R
10	Pozo Ejercito	25.00	13.88	11.12	B	34	Pozo Revolución	40.00	38.90	1.10	M
11	Pozo Cultura I	77.32	75.00	2.32	B	35	Pozo Los Sauces	10.00	10.00	0	B
12	Pozo La Loma	40.00	40.00	0	B	36	Pozo Inf. Solidaridad	45.00	32.91	12.09	B
13	Pozo Cd. del Valle	36.57	35.00	1.57	B	37	Pozo Los Fresnos	84.00	84.00	0	B
14	Pozo FOVISSSTE	25.00	10.00	15.00	B	38	Pozo Tecolote II	29.17	28.00	1.17	B
15	Pozo Rodeo I	19.29	15.00	4.29	B	39	Pozo Mololoa II	72.88	60.00	12.88	B
16	Pozo Estadios	29.72	25.00	4.72	R	40	Pozo Linda Vista II	8.00	8.00	0	B
17	Pozo Mololoa I	30.00	30.00	0	B	41	Pozo 26 de sept. II	60.00	57.71	2.29	B
18	Pozo Brisas I	65.00	56.25	8.75	B	42	Pozo Morelos I	35.00	32.68	2.32	B
19	Pozo Cuauhtemoc	33.30	25.00	8.30	B	43	Pozo Morelos II	40.00	40.00	0	B
20	Pozo 2 de Agosto	55.00	48.66	6.34	B	44	Pozo Reforma II	40.00	33.71	6.29	M
21	Pozo Prieto Crispin	40.00	40.00	0	B	45	Pozo Reforma III	35.00	22.64	12.36	M
22	Pozo U. Deportiva	73.19	55.00	18.19	B	46	Pozo Francisco Villa II	33.00	35.00	0	B
23	Pozo Naranja	40.15	40.00	0.15	M	47	Pozo Luis D. Colosio	38.00	25.00	13.00	B
24	Pozo Francisco Villa I	35.00	8.00	27.00	B	48	Pozo Cd. Industrial I	66.00	66.00	0	B
25	Pozo Alameda	6.00	6.00	0	B	49	Pozo Cristo Rey	48.00	30.00	18.00	B
26	Pozo Tecolote I	10.00	10.00	0	B		TOTAL	1 847.18	1 528.78	318.40	

B = Bueno

M = Malo

R = Regular

FUENTE: Comisión Nacional del Agua, Gerencia Estatal Nayarit.

**Red de atarjeas.** La red de atarjeas de la ciudad está formada por tuberías de concreto cuyos diámetros oscilan entre 20 y 60 cm, cubriendo una longitud superior a los 220 kilómetros.

**Colectores sanitarios.** Los colectores sanitarios correspondientes al sistema de agua residual tienen una longitud superior a los 5 kilómetros, constituyéndose por tuberías de concreto reforzado cuyos diámetros oscilan entre 50 y 107 cm.

**Colectores pluviales.** Como se mencionó anteriormente, la red de colectores pluviales de la ciudad está ubicada únicamente en las principales calles y en las vialidades que por su topografía necesitan la presencia de la misma. En las restantes avenidas el agua de lluvia escurre en forma superficial, captándose posteriormente a través de coladeras superficiales y bocas de tormenta hacia el sistema de colectores. Las tuberías que forman esta red son de concreto reforzado y sus diámetros son de 76 cm o superiores.

### 3.2 DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Con objeto de evitar la descarga directa de las aguas residuales municipales e industriales, generadas en la ciudad de Tepic, hacia el río Mololoa que presenta un alto índice de contaminación, la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología realizó, en el año de 1986, un proyecto para la construcción de una planta para tratamiento de aguas residuales a ubicarse aguas abajo de la ciudad, pretendiendo tratar el efluente generado en dicha población en una sola planta.

La planta tendría una capacidad total de 1 080 lps (gasto residual estimado por SEDUE para el año de 2010), y su construcción se haría en dos etapas; la primera, durante los últimos siete meses del año de 1990. La planta una vez construida, iniciaría trabajando a la mitad de su capacidad total (540 lps), ya que se consideró que hasta el año 2010 la población urbana e industrial de Tepic generaría el caudal total de diseño.

Posteriormente se realizó el "Estudio de Factibilidad para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Tepic", en el año de 1990. Dicho estudio fue hecho por BANOBRAS con la finalidad de justificar y evaluar el crédito solicitado para la construcción de la planta.

#### 3.2.1 GENERALIDADES

La planta de tratamiento, en su proyecto original, como se mencionó en párrafos anteriores, fue concebida para tratar las aguas residuales generadas en la ciudad de Tepic, mediante un tratamiento biológico construido en dos etapas; de tal forma que en la primera se tuvieran instalaciones para un tratamiento primario y desinfección, en la línea de agua, más una digestión aerobia y deshidratación basada en filtros banda para la línea de lodos; y, en una segunda etapa, implementar el tratamiento secundario. Con estas características la planta tendría una capacidad, en 1990, de 540 lps y para el año 2010 de 1 080 lps.

La selección del proceso por etapas obedeció principalmente a tres factores:

- ♦ La calidad de las aguas residuales crudas y el uso que se le pretendía dar a las aguas tratadas (reuso en riego agrícola y descarga a cuerpo receptor, que en este caso es el río Mololoa).
- ♦ Los bajos recursos económicos disponibles del organismo operador (Sistema de Agua Potable y Alcantarillado, SIAPA).
- ♦ El cumplimiento en forma gradual, con respecto al tiempo, de las condiciones particulares de descarga impuestas por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología.

En el año de 1992 se inició la construcción, realizándose en 1993 una actualización y complementación del diseño para contar con una planta que tuviera los siguientes procesos: pretratamiento, sedimentación primaria, desinfección, bombeo para reuso en riego agrícola y tratamiento de lodos. También se contempló, dentro del Arreglo de Conjunto, el área disponible para la construcción futura de filtros biológicos y sedimentadores secundarios. (Ver Plano 1, Arreglo de Conjunto, ubicado en el Anexo 2)

La planta de tratamiento fue terminada en el año de 1994. Con el tratamiento primario seleccionado se pretendió lograr una remoción del 50 al 55 por ciento de los sólidos suspendidos totales (SST) y de 35 a 40 por ciento de DBO<sub>5</sub>.

Bajo estas condiciones inició su operación el 8 de abril de 1995, constituyéndose por dos módulos de tratamiento con capacidad de 270 lps cada uno para tratar un total de 540 lps como gasto de diseño, con las siguientes características de proyecto:

TABLA 3.2 Características para el diseño original.

PARÁMETRO	INFLUENTE	EFICIENCIA DE REMOCIÓN	EFLUENTE	CPD's
DBO <sub>5</sub>	300 mg/l	40%	180 mg/l	60 mg/l
DQO	540 mg/l			150 mg/l
SST	220 mg/l	50%	110 mg/l	60 mg/l
SSV	170 mg/l			
pH	7.5			7.5
Temperatura	20°C			20°C

FUENTE: SIAPA, Tepic, Nayarit.

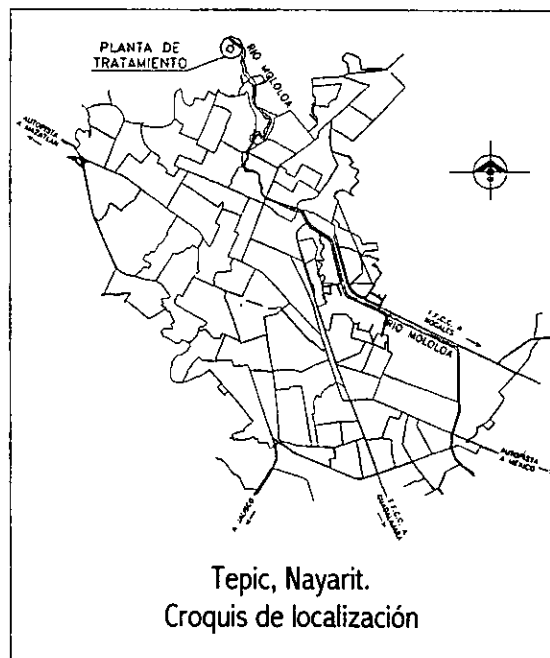
CPD's = Condiciones Particulares de Descarga

La planta de tratamiento se localiza al norte de la ciudad de Tepic, sobre la margen izquierda del río Mololoa, con acceso de terracería de 4.4 kilómetros de longitud. La superficie total con que cuenta la planta de tratamiento es de 3.8 hectáreas. La planta se sitúa geográficamente a 21°31' de latitud norte y 104°54' de longitud oeste. ( Figura 3.1)

Actualmente el agua residual generada en la ciudad de Tepic es conducida por gravedad en un emisor con tubería de concreto reforzado de 1.07 metros de diámetro con una capacidad, a tubo lleno, de 1 080 lps. Éste se ubica sobre la margen izquierda del río Mololoa.

El emisor desemboca en un canal a cielo abierto de concreto armado que conduce el agua hasta la obra de toma de la planta de tratamiento donde parte del gasto ingresa a la misma, el resto, continúa hacia la zona de cultivo a través de un tramo de canal recubierto, similar al descrito anteriormente, hasta llegar finalmente a un canal irregular con taludes y fondo de tierra que posteriormente se integra al río.

Figura 3.1 Localización de la planta de tratamiento.



### 3.2.2 UNIDADES QUE COMPONEN LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Las unidades, de proceso y auxiliares, que integran la planta de tratamiento son las que se mencionan a continuación. En el Anexo 2, se sitúa el diagrama de flujo de la planta de tratamiento (Plano No. 2), en él, se observa el acomodo de las unidades que componen las líneas de agua y lodos.

**A. Línea de agua**

- Canal emisor
- Obra de toma
- Cajas de caída de velocidad (dos)
- Pretratamiento (cribado y desarenador)
- Registro de distribución a los dos módulos y registro de válvulas (dos)
- Sedimentador primario (dos)
- Cárcamo de bombeo de agua tratada (tres bombas)
- Tanque de contacto de cloro
- Canal Parshall

**B. Línea de lodos**

- Cajas de purga de lodos
- Espesador de lodos (dos)
- Digestor aerobio (dos)
- Filtros banda
- Cárcamo de recirculación de sobrenadante

**C. Unidades auxiliares**

- Caseta de doración
- Edificio administrativo
- Caseta de vigilancia
- Subestación eléctrica

**3.2.3 PROCESO DE TRATAMIENTO DE DISEÑO PARA EL AGUA RESIDUAL**

El proceso de tratamiento de diseño, para el agua residual, consiste en un sistema de tratamiento primario con la utilización de sedimentadores circulares, con su respectivo pretratamiento a la llegada y desinfección del efluente mediante la aplicación de gas cloro en solución.

El efluente tiene un reúso en riego agrícola, una parte del flujo se descarga directamente a un cuerpo receptor (río Mololoa) y la otra parte es bombeada desde la salida de la desinfección hacia un canal para su uso directo en el riego de cañaverales.

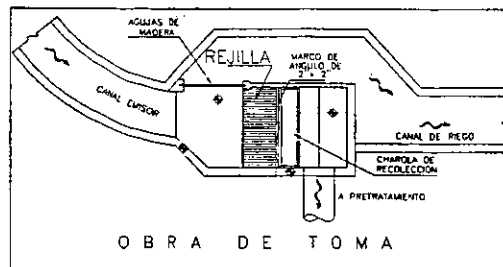
El tratamiento del subproducto de los sedimentadores primarios (lodos), consiste en un proceso de digestión aerobia en un tanque circular seguido de otro tanque en el que, por la acción de la gravedad, se produce la separación de lodo y sobrenadante. Los lodos, posteriormente, serían deshidratados con filtros banda y finalmente depositados en un relleno sanitario.

**3.2.4 DESCRIPCIÓN DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO****A. LÍNEA DE AGUA**

**Emisor.** El emisor consta de una tubería de concreto reforzado de 1.07 m de diámetro, con una capacidad a tubo lleno de 1 080 lps, localizado en la margen izquierda del río Mololoa. Éste, desemboca en un canal a cielo abierto de concreto armado de 1.15 m de ancho por 1.60 m de profundidad con longitud de 1 300 m.

**Obra de Toma.** La obra de toma consiste en un desvío del agua residual que viaja por gravedad en el canal emisor de sección rectangular. El agua se recibe en un tanque de concreto con dimensiones de 4.25 m de largo por 2.00 m de ancho y 1.50 m de profundidad. El tanque, en esencia, es una ampliación del canal emisor, cuenta con dos sistemas de rejillas, una obra de excedencias y una tubería de alimentación a la planta.

Figura 3.2 Obra de toma de la planta de tratamiento.



El objetivo de la obra de toma es captar el agua residual y conducirla a la planta a través de una tubería de acero de 30" de diámetro eliminando, con ayuda de las rejillas, la gran cantidad de basura, hojas y sólidos gruesos que se encuentran en el agua residual.

La primera rejilla esta hecha de varilla de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro, con separación entre barras de 1", se encuentra instalada al final del canal emisor. La segunda esta instalada dentro del tanque, fue fabricada con rejilla tipo Irving de 2", con separación de 1" entre soleras.

El agua residual ingresa a la planta por un extremo de la caja mediante una tubería de 30" de diámetro que tiene en su inicio una válvula de compuerta para controlar el flujo. La válvula se encuentra dentro de un registro.

El tanque cuenta con una obra de excedencias que consiste en una abertura ubicada lateralmente, obturada con una serie de agujas de madera, que cuando hay necesidad de desviar el agua o controlar el exceso de caudal se quitan para que el agua continúe su recorrido por el canal de riego.

**Cajas de caída de velocidad.** Después de la obra de toma el agua residual se conduce por gravedad mediante una tubería de acero de 30" de diámetro hacia dos cajas de caída de velocidad, que se encuentran acomodadas en serie, ubicadas entre el tanque de desvío y el pretratamiento. Estas dos cajas de concreto tienen dimensiones de 2.20 X 2.25 m y tienen por objeto disipar la energía con la que llega el fluido debido al desnivel que se presenta por efecto de la topografía entre el fondo del tanque de desvío y la plantilla del pretratamiento.

**Pretratamiento.** Después de las cajas de caída de velocidad el agua es transportada por gravedad hacia la unidad de pretratamiento donde se lleva a cabo la remoción de sólidos pesados (arenas) y algunos sólidos flotantes que no se retuvieron en la obra de toma.

El pretratamiento tiene en su alimentación (tubería de 30" de diámetro), una mampara de acero que nuevamente trata de romper la carga disponible para que el agua ingrese con menor velocidad, además de que se tiene una ampliación gradual para el mismo propósito.

El pretratamiento consta de dos etapas (cribado y desarenado), integradas por compuertas de control, cribado basado en rejillas de limpieza manual, desarenador de flujo horizontal y un vertedor proporcional sutro para el control de la velocidad en el canal. (Ver Figura 3.3)

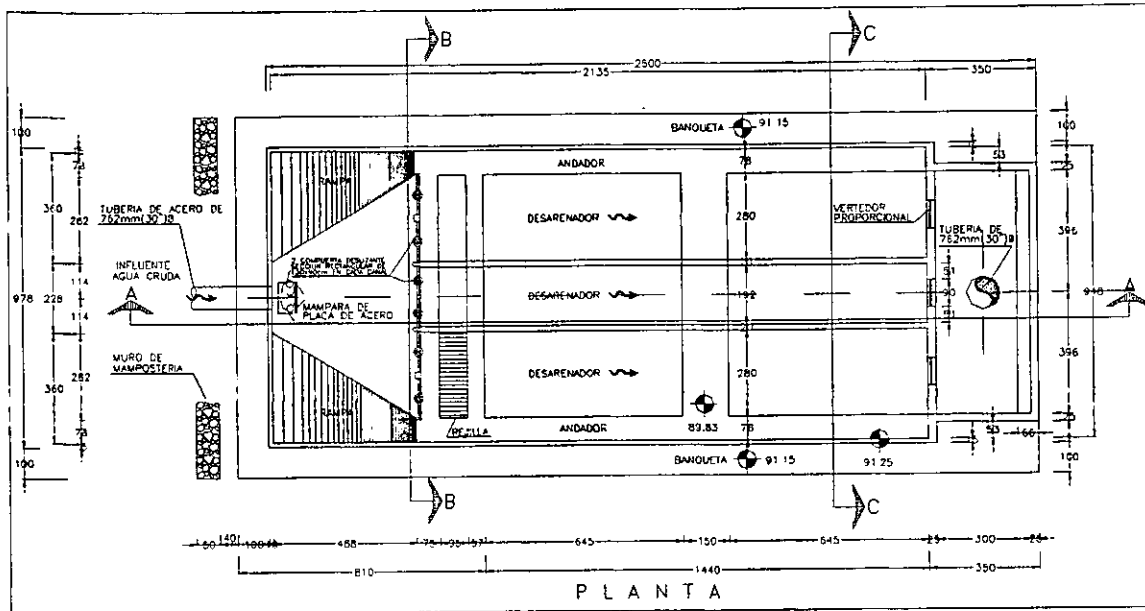
Los canales extremos del desarenador (tres en total), son de 2.80 m de ancho y el central de 1.90 m de ancho, en todos, la longitud es de 15.0 m. Cada canal tiene dos compuertas deslizantes de placa de acero operadas con un mecanismo de volante que sirve para regular el gasto o poner fuera de operación el canal para su limpieza.

Al inicio de cada canal se cuenta con unas rejillas inclinadas a 45° de limpieza manual, hechas a base de soleras de acero de 2" X  $\frac{3}{8}$ ", con separación entre barras de  $1\frac{1}{2}$ " (que es una abertura mayor a las instaladas en el tanque de desvío). El canal sirve para depósito de las arenas y en el extremo final se tienen un vertedor proporcional sutro para el control de velocidad y medición de gasto.



El agua que sale de cada canal desarenador pasa a la caja de vertido de 7.90 m por 3.0 m, donde, en la parte central del fondo existe una salida de 30" de diámetro con tubería de acero que conduce el agua hacia el registro de distribución, el cual envía el líquido a los sedimentadores primarios 1 y 2.

Figura 3.3 Desarenador de flujo horizontal existente.



**Registro de distribución y válvulas.** El agua proveniente del pretratamiento ingresa a un registro de distribución que bifurca el agua hacia cada módulo, específicamente a cada sedimentador primario. El registro es una caja de concreto de 2.70 m de largo por 2.50 m de ancho, con sección triangular en el extremo donde se insertan las tuberías de 30" de diámetro que conducen el agua a los 2 módulos de tratamiento. El flujo a cada sedimentador es controlado por su respectiva válvula de compuerta de 30" que se encuentra instalada en el registro.

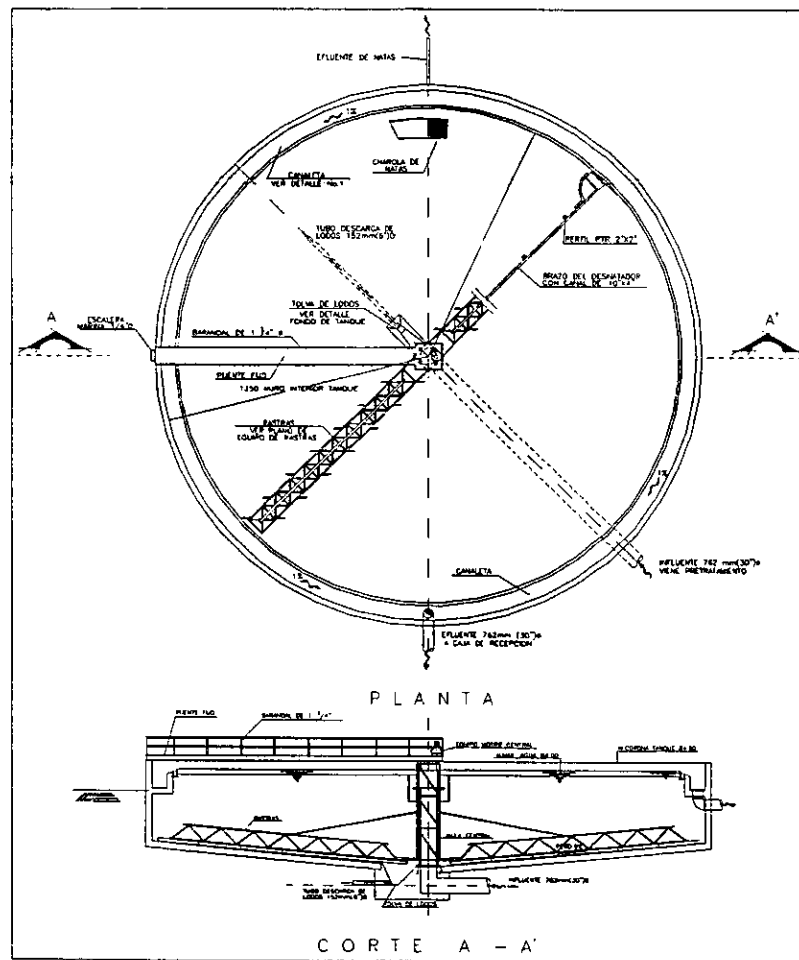
**Sedimentadores primarios.** La planta cuenta con dos sedimentadores, uno por cada módulo de tratamiento, cuya función es retener los sólidos por decantación y los sobrenadantes por flotación. Los sedimentadores primarios son tanques circulares de concreto de 13.65 m de radio y una profundidad de 2.55 m, con fondo en forma de tolva y se componen de cuatro zonas principales:

- ♦ **Zona de entrada.** El tanque tiene una columna de alimentación central de acero de 30" de diámetro con recubrimiento de concreto reforzado, dicha alimentación se realiza a través de 6 aberturas rectangulares de 25 X 50 cm, ubicadas perimetralmente en el extremo superior de la columna.
- ♦ **Zona de sedimentación.** La zona de sedimentación es propiamente el área interna del sedimentador, que tiene 585.2 m<sup>2</sup> y un volumen de 1 492.77 m<sup>3</sup>, de acuerdo con el diseño original (270 lps), se tiene un tiempo de retención de 1.54 horas y una carga superficial de 39.8 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> \* día.
- ♦ **Zona de salida.** Esta zona se compone de un canal perimetral interno que recolecta el agua sedimentada a través de una placa dentada (vertedores triangulares), además tiene una mampara perimetral sumergida en el agua antes de la recolección que evita el rebosamiento de lodos y natas.

- ♦ **Zona de lodos.** Esta zona comprende el fondo del tanque, el cual, tiene una pendiente suave y uniforme del 9%, del perímetro hacia la tolva ubicada en el centro, para la recolección de los lodos y su posterior evacuación por gravedad con una tubería de acero de 6" de diámetro.

El sedimentador, para cumplir con su función, está equipado sobre la columna de alimentación central con una mampara metálica circular que estabiliza las turbulencias producidas por la alimentación del agua residual, y por una estructura metálica (jaula central), que soporta los dos brazos de las rastras que remueven en el fondo la materia sedimentada y la conducen a la tolva de lodos; de ésta, se extraen dichos lodos por gravedad hacia el digestor. En el extremo superior de la jaula se tiene un brazo adicional que recoge y empuja los sobrenadantes producidos hacia la charola de natas. (Figura 3.4)

Figura 3.4 Sedimentador primario tipo existente.



Para el movimiento de estos componentes se cuenta con un equipo accionado por un motor eléctrico de 2 caballos de fuerza, habilitado a un motorreductor para que se produzca el movimiento de las rastras a una velocidad baja. El sedimentador cuenta también con un puente fijo metálico para inspección y mantenimiento del equipo.

**Cárcamo de bombeo de agua tratada.** El agua sedimentada pasa, mediante una tubería, a descargar al cárcamo de bombeo. Dicho cárcamo está compuesto por dos cámaras y tiene dimensiones de 5.90 x 4.70 x 2.75 m de profundidad. En una cámara se recibe el agua sedimentada y se envía hacia las microcribas de la sala de cloración

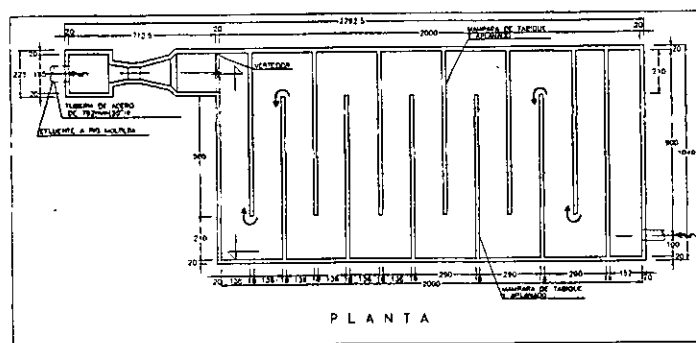
para la alimentación de las bombas de ayuda y la formación de la solución clorada, el bombeo se realiza con ayuda de dos bombas tipo sumergibles de 3.5 HP. En esta misma cámara se efectúa la inyección de la solución clorada para lograr la desinfección del agua tratada.

La segunda cámara esta equipada con tres bombas centrífugas verticales de 75 HP, interconectadas a un múltiple para enviar el agua tratada hacia el canal de riego, mediante una tubería de acero de 20" de diámetro.

**Tanque de contacto de cloro.** El agua sedimentada de los dos módulos de tratamiento pasa previamente al cárcamo de bombeo, aquella que no es bombeada para riego agrícola viaja por gravedad en una tubería de acero de 20" de diámetro al tanque de contacto de cloro, donde se efectúa el proceso final de tratamiento del agua para su posterior vertido al río Mololoa. El tanque de contacto de cloro es una estructura de concreto reforzado con 20 m de longitud, 10 m de ancho y tirante de 2.78 m con un bordo libre de 35 cm. En su interior tiene 12 mamparas construidas de tabique, con ellas se forman 13 canales de 1.36 m de ancho. (Figura 3.5)

**Canal Parshall.** A la salida del tanque de contacto de cloro se ubica un canal Parshall con un ancho de garganta de 61 cm. Este canal es de concreto reforzado de secciones irregulares con características específicas que con la combinación de los ensanchamientos de secciones en sus muros y niveles variables en el fondo permiten mantener el flujo con baja turbulencia y medir el gasto de agua.

Figura 3.5 Tanque de contacto de cloro.

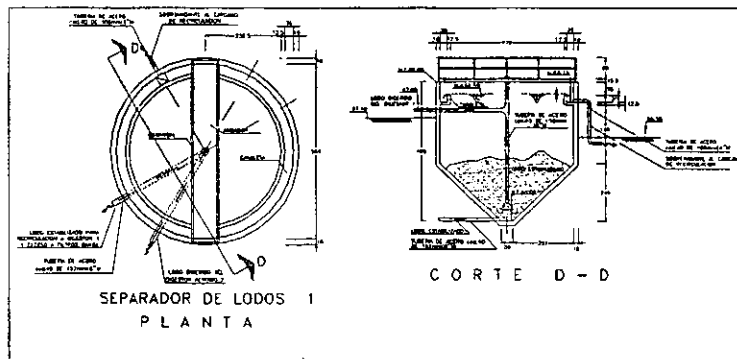


## B. LÍNEA DE LODOS

**Cajas de purga de lodos y registros de inspección.** Los lodos que son acumulados en la tolva central de los sedimentadores primarios son extraídos por gravedad mediante una tubería de 6" de diámetro, para conducirlos a su espesador correspondiente. Cada tubería, en su trayecto, tiene una caja de purga de lodos y dos registros de inspección. La caja de purga tiene en la parte inferior una válvula de compuerta de 6" de diámetro. Los registros de inspección son cajas de concreto de diferente profundidad y cuentan con tapas de solera para visualizar el flujo del lodo.

**Espesado de lodos.** En forma paralela al tratamiento del agua residual, se lleva a cabo el tratamiento de los lodos resultantes de la sedimentación primaria. Las primeras unidades del tren de lodos son los espesadores, éstos son tanques circulares de concreto, miden 5.40 m de diámetro y tienen el fondo cónico con una base inferior de 50 cm de diámetro. En estas estructuras se debe producir la separación de lodo y agua por simple sedimentación, de tal forma que el lodo se precipite al fondo para su posterior extracción hacia los digestores aerobios.

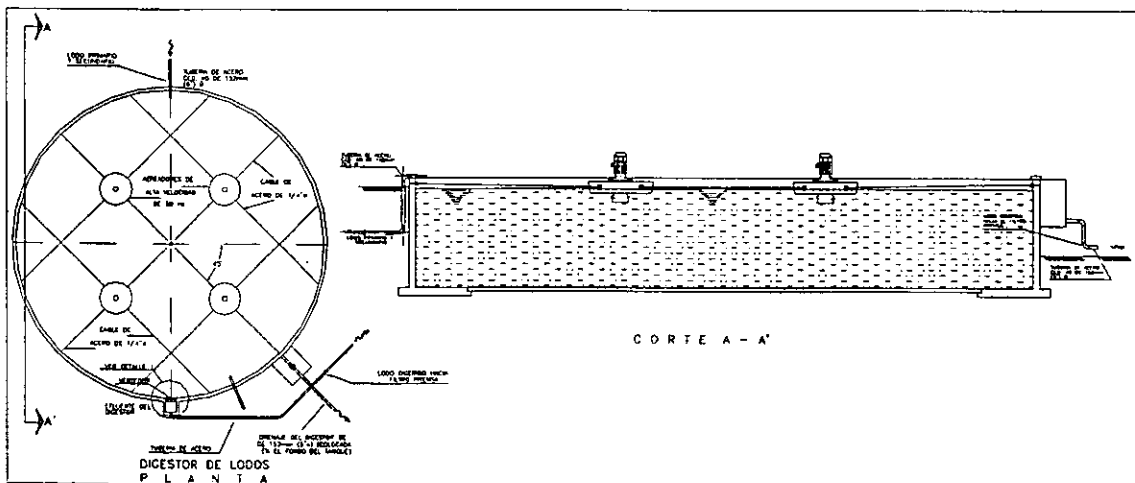
Figura 3.6 Tanque espesador de lodos tipo.



Cada tanque espesador cuenta con una canaleta perimetral interna para la recolección del sobrenadante, de ahí se envía el flujo al cárcamo de recirculación de sobrenadantes mediante una tubería de acero de 4" de diámetro.

**Digestores aerobios.** Los lodos que fueron espesados son conducidos a cada digestor. Son extraídos por gravedad de las tolvas de los espesadores, con tubería de 6" de diámetro, llegan a su respectivo digestor y descargan por la parte superior. Los digestores son tanques circulares de concreto armado de 28.0 m de diámetro y 5.0 m de altura.

Figura 3.7 Digestor de lodos tipo.

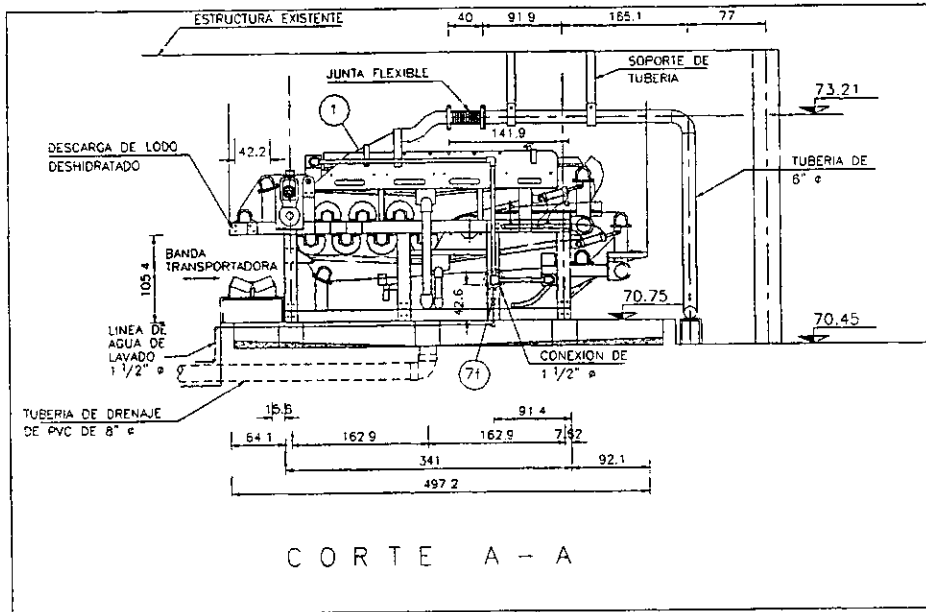


El lodo digerido cuenta con una salida ubicada en la parte superior del tanque, esta compuesta por una caja que tiene un vertedor rectangular de 1.0 m de ancho; en el fondo de la caja se tiene una salida de 6" de diámetro que funciona como drenaje.

Los digestores están equipados con cuatro aeradores flotantes de inclusión de aire tipo cañón operados con motores de 60 HP. Además, cuentan con una bomba neumática de doble diafragma que extrae el lodo digerido y lo envía hasta el recipiente colector de los filtros banda.

**Filtros banda.** Con el fin de deshidratar los lodos resultantes de las unidades de digestión, son enviados a los filtros banda que se ubican en la caseta de secado. En esta caseta se localizan dos filtros, tienen un área de 5.0 x 3.0 m cada uno y están equipados con: banda transportadora, compresor de aire para el equipo neumático de bombeo de lodos, compresor de aire para el sistema neumático de los filtros banda, dosificador de polímero y equipo de premezclado de polímero.

Figura 3.8 Filtro banda tipo.



**Cárcamo de recirculación de sobrenadante.** Es una estructura de concreto de 2.30 x 2.30 x 2.00 m con una caja adosada que recibe las tuberías de 4" de diámetro provenientes de los dos espesadores, cuenta además con una charola provisional basada en muros de tabique de 3.50 x 3.45 m y 0.25 m de altura que se construyó para captar los desbordamientos que se producían en el cárcamo.

El cárcamo esta equipado con dos bombas sumergibles de 3.5 HP que envían el sobrenadante con una tubería de 2" de diámetro al registro de distribución.

### C. AUXILIARES

**Caseta de cloración.** Para realizar la desinfección se utiliza gas cloro, obtenido de cilindros de 908 Kg que se guardan en el almacén de cloro. Este almacén tiene una capacidad para 6 cilindros.

La dosificación del gas cloro se realiza mediante dos cloradores V-NOTCH de serie 2000, con rotámetros de 225 kg/día, uno en operación y otro en reserva. Estos equipos están instalados en la sala de cloración al igual que las bombas de ayuda que conducen el agua al inyector para formar la solución clorada.

**Edificio administrativo.** La planta cuenta con una oficina administrativa, un laboratorio y tiene otras áreas que son destinadas para las diversas brigadas de operadores.

**Caseta de vigilancia.** En el acceso principal se ubica la caseta de vigilancia.

**Subestación eléctrica.** Se tiene un área destinada para la subestación eléctrica debidamente cercada para la seguridad del personal de operación.

Para conocer con mayor detalle la conformación de las unidades de tratamiento que integran la planta de la ciudad de Tepic, se recomienda revisar el Anexo 2: "Planos: Levantamiento Físico de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales; Tepic, Nayarit", en donde se podrá observar el arreglo de conjunto, Plano 1; perfil hidráulico y arreglo de flujo, Plano 2; así como las unidades que componen la planta de tratamiento, Planos 3 al 7.

### 3.3 DATOS DE OPERACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

#### 3.3.1 GASTOS DE OPERACIÓN

La recopilación de datos de operación, material que servirá para revisar el funcionamiento de la planta de tratamiento, se realizó a partir de dos fuentes de información. La primera fue el resultado de los análisis de calidad del agua obtenidos durante el programa de aforo y muestreo elaborado en enero de 1998 (último que se ha realizado), y la segunda consistió en los datos históricos de los años 1996 y 1997 de calidad del agua y volúmenes manejados por la planta de tratamiento. Ambos conjuntos de datos fueron proporcionados por el SIAPA, Tepic.

Para llevar a cabo el aforo y muestreo antes mencionado, se establecieron cuatro puestos de observación, también se determinaron dos sitios para el muestreo y análisis de los lodos producidos, y un sitio de muestreo para el análisis CRETIB. En cada puesto de muestreo se midió el gasto cada 2 horas.

En cada sitio de muestreo se colectaron muestras simples en envases de plástico de 2l cada 4 horas a lo largo del día, durante 10 días alternados (según lo establecido en el punto 3.18 de la NOM-001-ECOL.1996, ubicada en el Anexo 1 del presente trabajo). Durante la toma de muestras simples se midieron los parámetros de campo tales como temperatura, pH y conductividad.

TABLA 3.3 Puestos de aforo y muestreo.

ACTIVIDAD	No.	DENOMINACIÓN	LOCALIZACIÓN
Aforo y muestreo de calidad del agua.	1	Entrada	Canal de entrada a la planta, antes de las rejillas.
	2	Sedimentador 1	Efluente del sedimentador 1.
	3	Sedimentador 2	Efluente del sedimentador 2.
	4	Salida	Canal Parshall. Efluente de la planta.
Muestreo de lodos.	1	Sedimentador 1	Válvula de purga de lodos del sedimentador 1.
	2	Sedimentador 2	Válvula de purga de lodos del sedimentador 2.
CRETIB	1	Separación de lodos 1	Tubo central del separador de lodos que proviene del digestor 1.

FUENTE: SIAPA, Tepic, Nayarit.

El resumen de los cinco días en los que se realizaron aforos, en el puesto de entrada a la planta de tratamiento, se presenta en el Anexo 3, al igual que la recopilación de gastos aforados durante los años de 1996 y 1997, que se realizó con base en gastos medios obtenidos diariamente, promediados de lecturas efectuadas cada 4 horas, según los reportes proporcionados.

Como resultado del análisis de dichos datos se tiene que el gasto promedio anual de 1996 fue de 701.08 lps, teniendo como mínimo anual el gasto de 301.50 lps y máximo anual de 838.02 lps. Para el año de 1997 se observan los siguientes gastos, el promedio de gastos anual fue de 660.06 lps, teniendo como mínimo anual el gasto de 264.94 lps y máximo anual de 848.81 lps.

De acuerdo a los datos anteriores se concluye que los gastos con los cuales ha trabajado la planta están por encima del gasto de diseño de 540 lps lo que provoca que la planta no opere dentro de su concepción original. Sin embargo, durante el período de aforo, de cinco días, se detectó como gasto promedio 467.00 lps el cual es inferior al de diseño,

situación que probablemente ocurre por ser, el período de aforo, pequeño comparado con el período de muestreo de los gastos promedio anuales. Se puede decir también, con base en los resultados obtenidos, que la planta de tratamiento se encuentra operando con un promedio de 681.00 lps (dato obtenido del promedio de los datos históricos y aforados), que representa un 20.6% adicional al considerado en el proyecto original (540 lps), con máximos de 843.00 lps y mínimos de 283.00 lps.

### 3.3.2 CARACTERÍSTICAS DEL AGUA CRUDA Y TRATADA

A continuación se presentan el resumen de resultados de las características del agua cruda y tratada obtenidas, como en el caso anterior, de dos fuentes de información el programa de aforo y muestreo, y los datos históricos recabados. Información proporcionada por el Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de Tepic, Nayarit.

Al revisar los resultados del análisis realizado en 1998, se puede observar que los principales parámetros del agua residual cruda corresponden a una composición típica de las aguas residuales municipales de concentración media – baja para una población de más de 100 000 habitantes (CNA, 1996). También se puede apreciar la poca variación de la concentración de salida, en relación con el influente, lo que muestra un deficiente funcionamiento de la planta de tratamiento, situación que se analiza con mayor detalle en el apartado 3.5.2 del presente capítulo.

Por otra parte, la recopilación de los parámetros obtenidos durante los años de 1996 y 1997 se realizó con base en análisis realizados mensualmente por laboratorios de la ciudad de Tepic. Para el estudio de estos datos, se obtuvieron los valores promedio anuales de cada parámetro con el fin de realizar un estudio de las variaciones de composición del agua residual que llega a la planta de tratamiento, los resultados obtenidos se muestran en el Anexo 3.

Se puede advertir que los datos históricos (1996, 1997) muestran resultados diferentes, las concentraciones recabadas resultan ser un poco mayores a las obtenidas durante el programa de aforo y muestreo, pero aún continúan correspondiendo a un agua residual de concentración media.

Enseguida se presenta la Tabla 3.4, en ella se presentan los resultados obtenidos durante los últimos tres años, se realiza una comparación de los principales parámetros. Además, se obtienen las características promedio, datos que se tomarán para el diseño de ampliaciones o unidades nuevas de tratamiento.

TABLA 3.4 Resumen de datos de calidad de agua cruda, recabados en 1996, 1997 y 1998.

INFLUENTE		PARAMETRO				
		DBO total mg/l	DQO total mg/l	SST mg/l	Colif. Fecales NMP/100 ml	Colif. Totales NMP/100 ml
1996	MEDIA	312.67	537.78	200.89	4.60 E+05	1.10 E+06
	MÍNIMA	126.00	236.00	38.00	4.60 E+05	1.10 E+06
	MÁXIMA	504.00	936.00	413.00	4.60 E+05	1.10 E+06
1997	MEDIA	246.10	539.00	87.00	7.80 E+06	1.70 E+07
	MÍNIMA	111.00	230.00	15.00	4.60 E+06	1.10 E+07
	MÁXIMA	612.00	849.00	320.00	1.10 E+07	2.40 E+07
1998	MEDIA	214.60	331.00	113.60	4.66 E+06	1.72 E+07
	MÍNIMA	144.00	225.00	76.00	2.30 E+04	3.00 E+05
	MÁXIMA	330.00	445.00	164.00	1.70 E+07	5.00 E+07
PROMEDIOS	MEDIA	257.79	469.26	133.83	4.30 E+06	1.17 E+07
	MÍNIMA	127.00	230.33	43.00	2.30 E+04	3.00 E+05
	MÁXIMA	482.00	743.30	299.00	1.70 E+07	5.00 E+07

Finalmente se puede mencionar, con base en los datos anteriores, que la composición promedio del agua residual generada en la ciudad de Tepic se puede clasificar como de concentración media, observando que los parámetros que más variación presentan son la DBO y la DQO totales, cabe señalar que esta variación tiene como principal origen, lecturas realizadas en los meses de mayo de 1996 y abril de 1997, concentraciones que no se ha repetido. De

cualquier forma estos valores no afectan en gran medida a los promedios de cada año y menos aún al promedio total de los últimos tres años. Estos últimos datos se utilizarán para el diseño de las posibles alternativas de tratamiento por ser los valores representativos de las características del agua residual generada en la ciudad de Tepic.

### 3.4 EVALUACIÓN GENERAL DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

El principal problema que dificulta la operación de la planta de tratamiento radica en un ingenio azucarero denominado "El Molino", que se ubica en la ciudad de Tepic, éste descarga sus aguas residuales al alcantarillado municipal, y a pesar de contar con una planta de tratamiento primario, en ocasiones por el mínimo descuido o por otras causas deposita sus aguas con una menor eficiencia de tratamiento provocando que se presente en la planta un descontrol total en las unidades de proceso por la alta concentración de sólidos suspendidos (fibras y cenizas), y DBO; en consecuencia, la planta de tratamiento primario no puede soportar las cargas pico.

Por otra parte se considera que en promedio llegan a la planta 700 lps, gasto que rebasa la capacidad de la planta (540 lps), lo cual influye negativamente en el buen funcionamiento hidráulico de la misma.

#### 3.4.1 EVALUACIÓN DE LOS COMPONENTES DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Aunado a la problemática principal, las unidades que integran la planta de tratamiento presentan una serie de inconvenientes (observadas en la visita de campo), mismas que a continuación se mencionan.

**Obra de toma.** No existe unidad de medición de gasto a la llegada de la planta (aunque se tiene al final del tanque de contacto de cloro, es conveniente que se encuentre a la entrada, por ser el sitio en el cual se controla la obra de desvío y por ende el gasto que entra a la planta).

**Cajas de caída de velocidad.** Por el diseño propio, cumplen parcialmente con la función de romper la carga hidráulica, por lo que es necesario incluir otros elementos que favorezcan la pérdida de carga y con ello evitar flujos turbulentos en el pretratamiento.

**Pretratamiento.** El agua llega al pretratamiento con gran velocidad y el flujo no logra estabilizarse a pesar de que tiene una mampara de acero en el influente y una zona de ampliación gradual. Para el gasto de 700 lps (según datos históricos), que en promedio llegan a la planta se utilizan los tres canales desarenadores y de igual manera se observa que el flujo es turbulento para la sedimentación de partículas. Además, la operación del pretratamiento se realiza con nula flexibilidad, ya que no se tiene un canal desarenador en reserva. (En este caso, en la rehabilitación y ampliación se tendrá que contemplar el dejar uno por lo menos)

**Sedimentadores primarios.** En la parte superior de la columna del sedimentador 2, el concreto sufrió corrosión, lo que dio origen a que el SIAPA lo rehabilitara mediante la demolición de la zona afectada. Esto ocasionó que se tuviese que bajar el sistema motor, ocasionando que no se pueda distribuir el flujo entre los dos sedimentadores en igual cantidad ya que el agua rebosa por la mampara aquietadora en el sedimentador 2.

**Digestores aerobios.** Los aeradores frecuentemente salen de operación por fallas mecánicas ocasionando que los lodos no se digieran en su totalidad. Se observa que los aeradores no mezclan totalmente los lodos ya que en la parte central del digestor se presentan zonas muertas tanto en la superficie como en el fondo, lo cual es debido al arreglo de los mismos.

**Separadores.** Los separadores no funcionan correctamente porque son estáticos o por que están mal diseñados, no se les da limpieza y los lodos que llegan no están totalmente digeridos.



**Filtros banda.** Los equipos no son de patente y en el tiempo que operaron surgieron varias deficiencias, motivo por el cual no operan actualmente. Por esta razón los lodos son extraídos en forma manual de los separadores y enviados a un contenedor para disponerse en un relleno sanitario.

**Cloración.** La desinfección del agua tratada no se lleva a cabo por problemas en los equipos de cloración.

**Tanque de contacto de cloro.** En la alimentación del tanque de contacto se forman espumas por el tratamiento incompleto y por la falta de remoción de detergentes.

**Cárcamo de recirculación de sobrenadante.** Al cárcamo llegan lodos y sobrenadante lo que ocasiona que las bombas sumergibles trabajen con menor eficiencia y no tengan la capacidad de bombeo por lo que el sobrenadante se desborda y finalmente se va hacia el río Mololoa.

### 3.4.2 DIAGNÓSTICO DE LA EFICIENCIA DEL TRATAMIENTO

El diagnóstico de la eficiencia del tratamiento se hará con base en las dos fuentes de información mencionadas anteriormente. El análisis se realizará comparando la calidad del agua observada en el influente, con la obtenida en el efluente de la planta de tratamiento; para ello, se usará como material de apoyo los datos expresados en las Tablas ubicadas en el Anexo 3.

#### A. DIAGNÓSTICO CON RESULTADOS DEL PROGRAMA DE AFORO Y MUESTREO

##### LÍNEA DE AGUA

Para la evaluación de la eficiencia del tratamiento, en la línea de agua que se presentó durante el programa de aforo y muestreo, se tabularon los resultados de calidad del influente, efluente del sedimentador 1; efluente del sedimentador 2 y efluente de la planta, obteniendo para cada parámetro su eficiencia parcial y total.

Para facilitar la apreciación de las eficiencias de los principales parámetros sólo se presentarán las eficiencias totales, provenientes de la comparación de los resultados de calidad obtenidos en el influente y efluente de la planta de tratamiento (Tablas ubicadas en el Anexo 3). Los resultados se muestran en la Tabla 3.5.

TABLA 3.5 Resumen de eficiencias totales, recabadas durante el programa de aforo y muestreo.

PARÁMETRO	EFICIENCIAS OBTENIDAS					PROMEDIO
	FECHAS DE MUESTREO (1998)					
	24 - 25 ENERO	26 - 27 ENERO	28 - 29 ENERO	30 - 31 ENERO	01 - 02 FEBRERO	
Alcalinidad total, mg/l	-4.00	47.56	1.04	-20.23	40.23	12.92
Conductividad, $\mu$ mhos/cm	-6.01	-8.2	8.08	-4.23	4.98	-1.08
DBO <sub>5</sub> total, mg/l	16.84	73.94	18.67	-22.92	36.76	24.66
DBO <sub>5</sub> soluble, mg/l	-3.23	62.96	18.18	5.71	4.04	17.53
DQO total, mg/l	20.00	-14.61	23.73	-11.11	-27.71	-1.94
DQO soluble, mg/l	-63.20	50.78	-52	-12.50	8.70	-13.64
Fósforo total, mg/l	5.82	-35.25	10.08	-9.67	-38.27	-13.46
Grasas y aceites, mg/l	-66.67	9.09	23.08	-33.33	9.09	-11.75
NTK, mg/l	3.77	2.69	8.98	-16.91	9.03	1.51
pH, unidades de pH						
SAAM, mg/l	18.00	60.07	8.87	3.58	0.97	18.30
SST, mg/l	29.63	-2.44	-31.58	-11.11	-51.79	-13.46
SSV, mg/l	10.53	51.72	-33.33	-37.5	-37.50	-9.22
Sólidos Sedimentables, ml/l	27.78	68	84	37.5	-900.00	-136.54
Turbiedad, ppm SiO <sub>2</sub>	-18.18	0	38.89	16.67	26.53	12.78
Coliformes Fecales, NMP/100 ml	65.22	8.21	93.93	57.14	70.59	59.02
Coliformes Totales, NMP/100 ml	95.33	91.88	78.13	54.29	52.00	74.33

Puede apreciarse una variación excesiva en las eficiencias de los diferentes parámetros, llegándose a tener inclusive, eficiencias negativas. La calidad del efluente con respecto a la DBO<sub>5</sub> presenta una eficiencia de remoción total del 24.66%, mientras que en los efluentes de los sedimentadores se registraron eficiencias negativas. Para la DQO la eficiencia total en el efluente es negativa ya que se tienen mayores valores en la salida con respecto a la entrada. En cuanto a los SST la eficiencia parcial en los sedimentadores es negativa y con respecto a la eficiencia total sucede lo mismo. Finalmente, para los coliformes fecales y totales, resulta obvio que se tenga una remoción baja ya que no se aplica la desinfección, sin embargo, se llegaron a presentar mejores eficiencias que con otros parámetros, en el caso de los coliformes totales se presentó un promedio del 74% de remoción.

## LÍNEA DE LODOS

En lo que respecta a la línea de lodos hay que destacar que los digestores no trabajan a su capacidad plena ya que los aeradores frecuentemente salen de operación por fallas mecánicas, además los lodos de purga contienen sólidos suspendidos en forma de fibras que provienen del ingenio azucarero.

Por lo anterior, los lodos se manejan parcialmente estabilizados y cuando pasan a los separadores, en lugar de sedimentarse, flotan en la superficie. Además de que no se realiza la deshidratación de los mismos ya que los filtros banda no operan, por ello, la eficiencia de la línea de lodos resulta ser mínima.

## B. DIAGNÓSTICO CON DATOS HISTÓRICOS

Para el diagnóstico de la eficiencia del sistema de tratamiento con datos históricos se recopilaron, en el Organismo Operador (SIAPA), los resultados reportados por los laboratorios de la ciudad de Tepic. Estos resultados se basan en muestras mensuales del influente y efluente de la planta, obtenidos de la rutina de operación de los años 1996 y 1997 y analizados por dichos laboratorios a petición de SIAPA.

Estos datos se capturaron y procesaron para obtener un resumen (Tabla 3.6), determinando finalmente las eficiencias promedio anuales para cada uno de los parámetros reportados, estos valores se mencionan a continuación.

TABLA 3.6 Resumen de eficiencias de la planta de tratamiento, para los años 1996 y 1997.

FECHA	EFICIENCIA								FECHA	EFICIENCIA							
	DBO <sub>5</sub> %	DQO %	SST %	G y A %	COL.F %	COL.T %	SAAM %	pH %		DBO <sub>5</sub> %	DQO %	SST %	G y A %	COL.F %	COL.T %	SAAM %	pH %
28/12/95	11.11	17.74	28.47	-	-	-	-	-	4/01/97	0.00	3.11	19.05	53.13	97.27	90.00	-	-0.33
27/01/96	28.57	17.22	5.13	18.18	-	-	-	-	30/01/97	25.00	23.28	81.25	39.41	47.83	58.18	-	-
27/02/96	-11.65	-14.29	-32.97	12.12	-	-	-	-	23/03/97	28.84	11.78	3.04	15.29	58.18	54.17	-	0.00
25/03/96	9.39	7.94	27.96	-45.90	-	-	-	-	30/04/97	15.83	23.91	37.93	45.00	-	-	-	-
23/04/96	-12.82	-18.62	66.79	-25.45	-	-	-	-	30/05/97	4.65	17.93	19.44	33.33	-	-	-	-
30/05/96	-44.08	-75.53	51.57	-686.1	-	-	-	-	23/07/97	37.50	35.34	46.67	49.61	-	-	-	-1.45
30/08/96	39.23	52.17	-13.79	70.00	-	-	-	-	3/09/97	4.17	10.43	40.00	37.54	-	-	-	-
3/10/96	5.56	17.80	-15.79	-1.49	47.83	58.18	-	-1.49	7/10/97	21.74	13.04	31.58	46.11	-	-	26.05	2.99
5/12/96	22.87	7.09	-25.00	10.00	-	-	-31.58	-	27/10/97	31.53	38.14	78.26	56.85	-	-	-	-1.49
									27/11/97	86.72	95.09	25.00	42.24	-	-	-	-
PROMEDIO	5.35	1.28	10.60	-81.08	47.83	58.18	-31.58	-1.49	PROMEDIO	28.00	29.88	40.35	40.60	53.00	56.17	26.05	0.01
MÍNIMO	-44.08	-75.53	-32.97	-686.1	47.83	58.18	-31.58	-1.49	MÍNIMO	4.17	10.43	3.04	15.29	47.83	54.17	26.05	-1.49
MÁXIMO	39.23	52.17	69.79	70.00	47.83	58.18	-31.58	-1.49	MÁXIMO	86.72	95.09	81.25	56.85	58.18	58.18	26.05	2.99
MEDIANA	9.39	7.94	5.13	4.25	47.83	58.18	-31.58	-1.49	MEDIANA	24.84	23.28	37.93	42.24	53.00	56.17	26.05	-0.72
DES.V. EST.	26.91	37.23	37.67	246.8	-	-	-	-	DES.V. EST.	26.35	28.06	22.09	12.54	-	-	-	2.10
VARIANZA	638.2	1250.	1286.	60912	-	-	-	-	VARIANZA	608.7	695.2	662.1	137.7	53.62	8.06	-	4.41

Al evaluar los resultados de la Tabla anterior se observa que la eficiencia total de la planta de tratamiento, para remover DBO<sub>5</sub>, fue de un 5.35% en promedio, para el año de 1996; y de un 28% en promedio para el año de 1997. En lo concerniente a la remoción de DQO se encontraron eficiencias promedio de 1.28% para el año de 1996, observándose como en el caso del parámetro anterior, una inconsistencia en el funcionamiento de la planta de tratamiento. En el siguiente año la eficiencia promedio osciló dentro de un 29.88%.

En lo referente a los sólidos suspendidos totales se tiene que la eficiencia promedio fue de un 10.60% para el año de 1996. En el siguiente año se obtuvieron eficiencias promedio de 40.35%, donde la máxima eficiencia obtenida fue de 81.25%. En cuanto a las grasas y aceites se obtuvieron eficiencias muy disparadas para el año de 1996, en los resultados se observa que la concentración de grasas y aceites en el influente, es menor que en el efluente, dato que resulta contradictorio con el propósito que tiene la planta. Para el siguiente año el comportamiento de estos datos es más congruente debido a que se tiene una eficiencia promedio del orden del 40.60%, y que oscila dentro del rango del 15.29 al 56.85%.

Los resultados obtenidos para los coliformes fecales y totales (CF y CT), resultan ser insuficientes ya que durante el año de 1996 solo se realizó un análisis para el influente y efluente de la planta. Con los datos reportados se obtuvieron eficiencias del orden del 47.83% para coliformes fecales y de 58.18% para totales, sin embargo, en los reportes no se indica si el sistema de desinfección estuvo operando o no.

Finalmente en lo que respecta a las Sustancias Activas al Azul de Metileno (SAAM), al igual que el caso anterior, se cuenta con datos insuficientes para el análisis de eficiencias para los años de estudio, ya que durante el año de 1996 y 1997 solo se realizó un análisis para el influente y efluente. Con los datos reportados del primer año se tienen eficiencias negativas y para el conjunto de datos del año siguiente se obtiene una eficiencia del 26.05.

### CONCLUSIONES

De acuerdo con los datos analizados se concluye que se presentan en la entrada de la planta de tratamiento, calidades de agua de origen municipal, que corresponden a una composición típica de las aguas residuales de concentración media (según CNA, 1996). Pese a que el promedio de esta composición no resulta ser muy elevado, la política de operación de la planta de tratamiento (que ha producido el mal funcionamiento de sus unidades), ha provocado que la remoción de contaminantes resulte ser mínima, no cumpliendo en modo alguno con las condiciones particulares de descarga.

El factor principal al que se atribuyen las deficiencias en la operación de la planta de tratamiento, radica en que en la ciudad de Tepic, existe un ingenio azucarero denominado "El Molino" que descarga sus aguas residuales al alcantarillado municipal, esta industria cuenta con una planta de tratamiento primario, pese a ello, sus descargas al alcantarillado provocan en la planta un descontrol total en las unidades de proceso por la alta concentración de sólidos suspendidos (fibras y cenizas), e incrementos de la  $DBO_5$ .

Para la ampliación del sistema de tratamiento, se puede suponer, que las concentraciones del agua residual generada en la ciudad de Tepic tenderán a disminuir ya que las industrias presentes en la zona tendrán que apegarse a la normatividad existente y deberán cumplir, también, con las fechas y límites establecidos para cada caso. Sin embargo, esta disminución no se contempla en el corto plazo por lo que, para asegurar la buena operación de las unidades de tratamiento, se tendrá que diseñar con las concentraciones actuales.

Por otra parte, el caudal manejado en la planta es superior al considerado en el proyecto original, factor que contribuye a que se obtengan eficiencias de remoción mínimas. Esto significa que se está tratando un promedio de 700 lps, que representa un 23% adicional al considerado en el proyecto original, con máximos de 900 l/s y mínimos de 266 lps.

Los volúmenes manejados en la planta de tratamiento generan varias conclusiones la primera más obvia, radica en la urgencia de realizar una adecuación de las unidades de tratamiento así como la ampliación de las mismas para tratar el gasto que sobrepasa al proyectado en el diseño original, pero además indica, que se tiene una deficiente operación por parte del personal de la planta, por un mínimo o nulo conocimiento de la función y capacidad de la misma, ya que se cuenta con los suficientes elementos (obra de excedencias), a la entrada de la planta que asegurarían un mejor funcionamiento de las unidades de proceso.

El excedente manejado, aunado a la falta de mantenimiento en las unidades, provoca que los resultados obtenidos en la operación de la planta de tratamiento sean inconsistentes y que su eficiencia sea, incluso, negativa para algunos parámetros.

En relación con el tratamiento de los lodos se tiene la misma tendencia que en la línea de agua, la falta de mantenimiento y la deficiente selección (filtros banda sin patente) de las unidades de tratamiento, ha provocado que el proceso de diseño no se haya llevado a cabo, por lo que no se puede hablar de un tratamiento en forma aunque se cuente con algunos elementos que deberían contribuir al ofrecimiento de resultados.

Finalmente, se puede concluir que se requiere realizar una adecuación de las unidades, buscando optimizar su capacidad, con base en ello y en los caudales proyectados a tratar durante un periodo de diseño conveniente, proyectar una ampliación de la capacidad de tratamiento y en su caso (dependiendo de los límites máximos permisibles que marca la NOM aplicable), complementar el nivel de tratamiento.

#### Bibliografía del Capítulo 3

- BANOBRAS. (1990). "Estudio de factibilidad técnica, económica y financiera para el mejoramiento de los servicios de alcantarillado y agua potable de la ciudad de Tepic, Nayarit". Nayarit, México.
- Comisión Nacional del Agua. (1997). "Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento de Agua Residual Municipal 1997". Subdirección General Técnica, Gerencia de Saneamiento y Calidad del Agua. D.F., México.
- Comisión Nacional de Ecología. (1990). "Informe de la Situación General en Materia de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente 1990". México.
- SIAPA. Municipio de Tepic, Nayarit. (1992). "Proyecto de agua potable y alcantarillado para la ciudad de Tepic, Nayarit".
- SIAPA. Municipio de Tepic, Nayarit. (1996, 1997, 1998). "Datos de operación de la planta de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Tepic, Nayarit".

# CAPÍTULO 4

## *Determinación de las Alternativas de Tratamiento*

Para definir los sistemas alternativos de tratamiento que se puedan utilizar en una situación determinada, es imprescindible conocer dos conjuntos de información, uno está dado por la cantidad y la calidad de las aguas crudas a tratar, y el otro por las normas de calidad con las que debe de cumplir el efluente de la planta de tratamiento. Conocidas estas dos condiciones es posible determinar los distintos procesos que pueden transformar las características del influente a los requerimientos deseados.

Para evaluar las alternativas de tratamiento y así escoger la más apropiada para cada caso en particular es necesario considerar también otra serie de condicionantes, entre ellas se pueden mencionar las siguientes:

- ♦ Requerimientos, disponibilidad y costos de terrenos.
- ♦ Requerimientos, disponibilidad y costos de mano de obra calificada para la operación de los sistemas de tratamiento.
- ♦ Requerimientos, disponibilidad y costos de reactivos químicos y piezas de repuesto para equipos electromecánicos de los sistemas de tratamiento, así como requerimientos de energía eléctrica.
- ♦ Proporcionalidad de costos de capital y costos de operación y mantenimiento para cada alternativa de tratamiento y conveniencia de limitar unos u otros en cada caso en particular.
- ♦ Importancia de asegurar la confiabilidad de operación del sistema y tolerancias a fallas ocasionadas en los sistemas de tratamiento.

La finalidad del presente capítulo es integrar la información antes mencionada con el suficiente detalle, que permita elegir adecuadamente las alternativas para el tratamiento de las aguas generadas en la ciudad de Tepic, buscando cumplir en tiempo y forma con la normatividad establecida en este país.

### 4.1 DETERMINACIÓN DEL REUSO DEL AGUA TRATADA

El reuso que se le pretende dar al agua residual tratada es principalmente riego agrícola, para su aprovechamiento en el cultivo de la caña de azúcar, y descarga a cuerpo receptor (río Mololoa). Por tanto, para el diseño de las unidades de tratamiento se tomarán los límites máximos permisibles establecidos en la NOM-001-ECOL-1996 para: "Protección de vida acuática", ya que el río Mololoa es utilizado además, en diversas actividades, como recreación, pesca y riego, aguas abajo del sitio de la planta de tratamiento, representando dicha clasificación la única que engloba esos usos.

El uso de aguas residuales en la agricultura es sin lugar a dudas el más grande de los reusos que se da al agua, cruda o tratada, tanto en México como en la mayoría de los países del mundo. No obstante el peligro que para la salud pública representa, como se mencionó en el Capítulo 1, ha sido un patrón general en México el riego en todo tipo de cultivos con aguas que no han sido sometidas a tratamiento alguno. Actualmente se cuenta con normatividad que limita el uso de las aguas residuales en riego agrícola, es importante revisar los principales puntos contenidos en la legislación aplicables en este caso para tener en claro conceptos, límites y tiempos de cumplimiento, enseguida se presenta una síntesis de dicha información.

Para el caso de Tepic, su descarga de aguas residuales municipales queda contemplada dentro de la Norma Oficial Mexicana 001-ECOL-1996, ubicada en el Anexo 1 de este trabajo, la cual define el reuso en riego agrícola como:

- ♦ **Uso en riego agrícola.** La utilización del agua destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas y su preparación para la primera enajenación, siempre que los productos no hayan sido objeto de transformación industrial. Se distinguen dos clases de riego agrícola:
- ♦ **Riego no restringido.** La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas en forma ilimitada como forrajes, granos, frutas, legumbres y verduras.
- ♦ **Riego restringido.** La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas, excepto legumbres y verduras que se consumen crudas.

En este caso el riego de cañaverales se agrupa dentro de la categoría de riego no restringido, en cuanto al reuso en riego agrícola con descarga a cuerpo receptor la NOM-001-ECOL-1996 define lo siguiente:

- ♦ **Cuerpo receptor.** Son las corrientes, depósitos naturales de agua, presas, cauces, zonas marinas o bienes nacionales donde se descargan aguas residuales, así como los terrenos en donde se infiltran o inyectan dichas aguas cuando puedan contaminar el suelo o los acuíferos.

Para los reusos antes mencionados, la NOM-001-ECOL-1996, señala los siguientes límites máximos permisibles a cumplir, según las Tablas A.2 y A.3 ubicadas en el Anexo 1 del presente trabajo.

TABLA 4.1 Límites máximos permisibles para los reusos previstos.

PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique)	RÍOS PROTECCIÓN DE VIDA ACUÁTICA (C)		SUELO USO EN RIEGO AGRÍCOLA (A)	
	PM	PD	PM	PD
Temperatura °C (1)	40	40	NA	NA
Grasas y aceites (2)	15	25	15	25
Materia flotante (3)	No	No	No	No
Sólidos sedimentables (ml/l)	1	2	NA	NA
Sólidos suspendidos totales	40	60	NA	NA
Demanda bioquímica de oxígeno	30	60	NA	NA
Nitrógeno total Kjeldahl	15	25	NA	NA
Fósforo total	5	10	NA	NA
Arsénico	0.1	0.2	0.2	0.4
Cadmio	0.1	0.2	0.05	0.1
Cianuro	1.0	2.0	2.0	3.0
Cobre	4.0	6.0	4.0	6.0
Cromo	0.5	1.0	0.5	1.0
Mercurio	0.005	0.01	0.005	0.01
Níquel	2	4	2	4
Plomo	0.2	0.4	5	10
Zinc	10	20	10	20

F.Ú. = Promedio diario

P.M. = Promedio mensual

(A), (B) y (C) = Tipo de cuerpo receptor según la Ley

(1) Instantáneo

(2) Muestra simple promedio ponderado

(3) Ausente según el Método de prueba definido en la NMX-AA-006

(\*) = Medidos de manera total

NA = No Aplica

Por otra parte, se tiene un rango permisible del potencial de hidrógeno (pH) de 5 a 10 unidades, un límite máximo permisible de coliformes fecales para descargas de aguas residuales de 1,000 y 2,000 NMP/100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente. Además, el límite máximo de parásitos es 5 huevos de helminto por litro para riego no restringido.

A continuación se mencionan los principales párrafos a tener en cuenta para el caso de la ciudad de Tepic, obtenidos del apartado 4, "Especificaciones", de la NOM-001-ECOL-1996, en los cuales se señalan los procedimientos y plazos para cumplir con los límites máximos antes mencionados:

- Los responsables de las descargas de aguas residuales vertidas en aguas y bienes nacionales deben cumplir con la presente Norma Oficial Mexicana de acuerdo con lo siguiente:
- a) Las descargas municipales tendrán como plazo límite las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla A4. El cumplimiento es gradual y progresivo, conforme a los rangos de población. El número de habitantes corresponde al determinado en el XI Censo Nacional de Población y Vivienda, correspondiente a 1990, publicado por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. (En este caso la fecha de cumplimiento fue el 1 de enero del 2000)
- Los responsables de las descargas de aguas residuales municipales y no municipales, que rebasen los límites máximos permisibles de esta norma, quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad de sus descargas a la Comisión Nacional del Agua, en las fechas establecidas en las Tablas A6 y A7. (Para este caso, la fecha para presentar el programa de acciones venció el 30 de junio de 1997 y se ignora si se presentó)
- El responsable de la descarga queda obligado a realizar el monitoreo de las descargas de aguas residuales para determinar el promedio diario y mensual. La periodicidad de análisis y reportes se indican en la Tabla A8 para descargas de tipo municipal y en la Tabla A9 para descargas no municipales. En situaciones que justifiquen un mayor control, como protección de fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, emergencias hidroecológicas o procesos productivos fuera de control, la Comisión Nacional del Agua podrá modificar la periodicidad de análisis y reportes. Los registros del monitoreo deberán mantenerse para su consulta por un periodo de tres años posteriores a su realización. (Para la descarga de Tepic, la frecuencia de muestreo es uno mensual, y la frecuencia de reporte es uno trimestral)

Otros puntos importantes que se deben tener en mente, de acuerdo al apartado "Transitorio" de la NOM-001-ECOL-1996 son los siguientes:

**ÚNICO.** A partir de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, el responsable de la descarga de aguas residuales:

- 1) Que cuente con planta de tratamiento de aguas residuales, está obligado a operar y mantener dicha infraestructura de saneamiento, cuando su descarga no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma.

Puede optar por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, o los establecidos en sus condiciones particulares de descarga, previa notificación a la Comisión Nacional del Agua. Las condiciones particulares de descarga que originalmente se habían fijado para este caso resultan ser más estrictas que las actuales.

En el caso de que la calidad de la descarga que se obtenga con dicha infraestructura no cumpla con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, debe presentar a la Comisión Nacional del Agua, en los plazos establecidos en las Tablas A6 y A7, su programa de acciones u obras a realizar para cumplir en las fechas establecidas en las Tablas A4 y A5, según le corresponda. Los que no cumplan, quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.

En el caso de que el responsable de la descarga opte por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana y que descargue una mejor calidad de agua residual que la establecida en esta Norma, puede gozar de los beneficios e incentivos que para tal efecto establece la Ley Federal de Derechos.

Según lo anterior el principal objetivo que se deberá perseguir en la rehabilitación del sistema de tratamiento de la ciudad de Tepic consiste en el cumplimiento de los límites máximos permisibles en el menor lapso de tiempo, ya que según se mencionó la fecha límite venció el primero de enero del 2000.

## 4.2 DATOS DE PROYECTO

Uno de los datos importantes en un proyecto de tratamiento para agua residual, como ya se mencionó al inicio del presente capítulo, consiste en el gasto de agua residual que debe tratar el sistema de depuración. Para conocer este dato se requiere determinar la población a la cual servirá el sistema de tratamiento, ésta a su vez, necesita ser proyectada a lo largo de un período de diseño que se selecciona con base en la localidad de estudio. A continuación se presenta la obtención de dichos datos de proyecto.

### 4.2.1 PERÍODO DE DISEÑO

Se entiende por período de diseño el lapso en el cual se estima que las obras por construir serán eficientes. El período de diseño es por lo general menor que la vida útil, o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva sin tener que hacer gastos de operación y mantenimiento elevados, que hagan antieconómico su uso. Rebasado el período de diseño, la obra continuará funcionando hasta cumplir su vida útil en términos de una eficiencia cada vez menor.

Para definir en forma adecuada el período de diseño es necesario considerar los siguientes factores:

- La vida útil de las instalaciones y equipos.
- La facilidad o dificultad para ampliar las obras existentes o planeadas.
- Previsión de los crecimientos urbanos, comerciales o industriales.
- Tasas de interés sobre los préstamos solicitados para realizar las obras.
- Las condiciones propias del crédito en cuanto a la duración del mismo.
- Comportamiento de las instalaciones durante los primeros años cuando no estarán operando a toda su capacidad.

Generalmente en nuestro país se fija el período de diseño con un criterio estándar que depende de la población. Las recomendaciones en este sentido son las que se presentan en la Tabla siguiente.

TABLA 4.2 Período de diseño para diferentes poblaciones.

TIPO DE POBLACIÓN	PERIODO DE DISEÑO
Localidades de hasta 4 000 habitantes	5 años
Localidades de 4 000 a 15 000 habitantes	10 años
Localidades de 15 000 a 70 000 habitantes	15 años
Localidades de más de 70 000 habitantes	20 años

FUENTE: CNA 1997.

Para el caso de la planta de tratamiento de Tepic y tomando como referencia el cuadro anterior, el período de diseño se considerará de 20 años, contados a partir del año 2000 que es cuando se tiene planeado la terminación de las obras.

### 4.2.2 POBLACIÓN DE PROYECTO

Al diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales es necesario hacer una estimación de la población a futuro que será beneficiada durante el tiempo que la planta será eficiente. A este número de habitantes se le conoce como población de proyecto, ésta representa un dato importante ya que es uno de los factores en la determinación del gasto de aguas residuales que la planta deberá manejar.

Tomando como datos de población los censos realizados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), de 1930 a 1990, se realizará la estimación de la población para el período de diseño.



TABLA 4.3 Datos censales de la ciudad de Tepic.

AÑO	POBLACIÓN
1930	15 326
1940	17 547
1950	27 342
1960	53 710
1970	85 423
1980	143 375
1990	217 316

FUENTE: Censos de población, INEGI.

Para el cálculo de la población de proyecto se aplicarán diferentes modelos matemáticos para luego, seleccionar el que más se ajuste a los datos, con la finalidad obtener valores confiables. Los siguientes modelos matemáticos fueron seleccionados por ser los que se recomiendan para las características de la población de estudio.

- |    |                              |    |                              |
|----|------------------------------|----|------------------------------|
| A. | Modelo Aritmético            | B. | Modelo Geométrico            |
| C. | Método del Interés Compuesto | D. | Modelo de la Parábola Cúbica |

#### A. MODELO ARITMÉTICO

El modelo aritmético tiene como característica un incremento de población constante para incrementos de tiempo iguales, en consecuencia, la velocidad de crecimiento, o sea la relación del incremento de habitantes con respecto al período de tiempo es una constante. Las ecuaciones utilizadas y los resultados obtenidos son los siguientes:

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

$$P = P_2 + K_a (T - t_2) \quad \text{Ecuación 4.2}$$

donde:  $P_1$  = Población del penúltimo registro  
 $P_2$  = Población del último registro  
 $P$  = Población de proyección  
 $t_1$  = Año de  $P_1$   
 $t_2$  = Año de  $P_2$   
 $T$  = Año de proyección  
 $K_a$  = Coeficiente o tasa de crecimiento aritmético

TABLA 4.4 Cálculo de la población de proyecto mediante el modelo aritmético.

AÑO	POBLACION	$K_a$	AÑO PROYECTADO	POBLACION DEL AÑO PROYECTADO	AÑO PROYECTADO	POBLACION DEL AÑO PROYECTADO
1930	15 326	222.10	1999	307 154	2010	416 957
1940	17 547	979.50	2000	317 136	2011	426 939
1950	27 342	2 636.80	2001	327 118	2012	436 921
1960	53 710	3 171.30	2002	337 100	2013	446 903
1970	85 423	5 795.20	2003	347 082	2014	456 885
1980	143 375	7 394.10	2004	357 064	2015	466 867
1990	217 316		2005	367 046	2016	476 849
			2006	377 028	2017	486 831
			2007	387 011	2018	496 813
	$K_a$ PROMEDIO	3 366.50	2008	396 993	2019	506 795
	$K_a$ TENDENCIA	9 982.03	2009	406 975	2020	516 777

Para la consideración del coeficiente  $K_a$  tendencia se tomó como referencia el crecimiento de la población en los últimos años por ser más representativo, dicho crecimiento se ha estabilizado en una tasa de alrededor del 3.5% anual. (Mayor detalle en el Capítulo 2, inciso 2.3)

#### B. MODELO GEOMÉTRICO

El modelo geométrico de crecimiento de población se caracteriza por tener una velocidad de crecimiento directamente proporcional al valor de la población en cada instante de tiempo, las ecuaciones y los resultados obtenidos son los siguientes:

$$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} \quad \text{Ecuación 4.3}$$

$$\ln P = \ln P_2 + K_g (T - t_2) \quad \text{Ecuación 4.4}$$

donde:  $P_1$  = Población del penúltimo registro  
 $P_2$  = Población del último registro  
 $P$  = Población de proyección  
 $t_1$  = Año de  $P_1$   
 $t_2$  = Año de  $P_2$   
 $T$  = Año de proyección  
 $K_g$  = Coeficiente o tasa de crecimiento geométrico

TABLA 4.5 Cálculo de la población de proyecto mediante el modelo geométrico.

AÑO	POBLACION	$K_g$	AÑO PROYECTADO	POBLACION DEL AÑO PROYECTADO	AÑO PROYECTADO	POBLACION DEL AÑO PROYECTADO
1930	15 326	0.013533226	1999	315 972	2010	499 262
1940	17 547	0.044354099	2000	329 390	2011	520 463
1950	27 342	0.067517522	2001	343 377	2012	542 565
1960	53 710	0.046401618	2002	357 959	2013	565 606
1970	85 423	0.051784819	2003	373 160	2014	589 625
1980	143 375	0.041588894	2004	389 007	2015	614 663
1990	217 316		2005	405 526	2016	640 766
			2006	422 747	2017	667 976
			2007	440 700	2018	696 342
	KG PROMEDIO	0.044196696	2008	459 414	2019	725 913
	KG TENDENCIA	0.041588894	2009	478 924	2020	756 740

Para la consideración del coeficiente  $K_g$  se utilizó la tendencia de la última década censada como un mejor indicador del crecimiento de la población para los próximos años.

### C. MÉTODO DEL INTERÉS COMPUESTO

Se emplearán las siguientes ecuaciones:

$$P = P_0(1 + i)^t \quad \text{Ecuación 4.5}$$

$$i = \sqrt[t]{\frac{P}{P_0}} - 1 \quad \text{Ecuación 4.6}$$

donde:  $P$  = Población del último registro  
 $P_0$  = Población del penúltimo registro  
 $t$  = Intervalo entre  $P_0$  y  $P$   
 $i$  = Tasa de interés

TABLA 4.6 Cálculo de la población de proyecto mediante el método del interés compuesto.

AÑO	POBLACIÓN	$i$	AÑO PROYECTADO	POBLACIÓN DEL AÑO PROYECTADO	AÑO PROYECTADO	POBLACIÓN DEL AÑO PROYECTADO
1930	15 326	0.013625215	1999	323 851	2010	527 351
1940	17 547	0.045352447	2000	338 529	2011	551 252
1950	27 342	0.069849006	2001	353 872	2012	576 236
1960	53 710	0.047495019	2002	369 910	2013	602 353
1970	85 423	0.053149100	2003	386 676	2014	629 653
1980	143 375	0.042465827	2004	404 201	2015	658 191
1990	217 316		2005	422 521	2016	688 022
			2006	441 670	2017	719 205
	PROMEDIO	0.045322769	2007	461 688	2018	751 802
			2008	482 613	2019	785 875
			2009	504 486	2020	821 493

D. MODELO DE LA PARÁBOLA CÚBICA

La ecuación para este modelo y los resultados se muestran enseguida:

$$P = a + bx + cx^2 + dx^3 \quad \text{Ecuación 4.7}$$

donde:  $x =$  Año  
 $a, b, c, d =$  Incógnitas a resolver  
 $P =$  Población proyectada

Ecuaciones:

$$\begin{aligned} P=15326 &= a+b(0)+c(0)^2+d(0)^3 \\ P=17547 &= a+b(1)+c(1)^2+d(1)^3 \\ P=27342 &= a+b(2)+c(2)^2+d(2)^3 \\ P=53710 &= a+b(3)+c(3)^2+d(3)^3 \\ P=85423 &= a+b(4)+c(4)^2+d(4)^3 \\ P=143375 &= a+b(5)+c(5)^2+d(5)^3 \\ P=217316 &= a+b(6)+c(6)^2+d(6)^3 \end{aligned}$$

de donde:

$$\begin{aligned} a &= 15326.00 \\ b &= -972.28 \\ c &= 2786.34 \\ d &= 498.31 \end{aligned}$$

TABLA 4.7 Cálculo de la población de proyecto mediante el modelo de la parábola cúbica.

AÑO	POBLACIÓN	X	AÑO PROYECTADO	X	POBLACIÓN DEL AÑO PROYECTADO
1930	15 326	0	2000	7	315 971
1940	17 547	1			
1950	27 342	2			
1960	53 710	3	2010	8	441 008
1970	85 423	4			
1980	143 375	5			
1990	217 316	6	2020	9	595 537

La población de proyecto se obtendrá observando el comportamiento de los cálculos realizados con los métodos anteriores, y se comparará dicho comportamiento con el registrado por la población, de esta manera se podrá tener un valor más apegado a la realidad.

En la Figura 4.1 se muestra el comportamiento de la población desde 1930 hasta el período 1990, la figura siguiente (4.2) muestra, de manera gráfica, los resultados de los cálculos realizados anteriormente. Como se observa, la población en la ciudad de Tepic ha seguido un comportamiento de tipo exponencial, de los métodos utilizados el que se ajustan mejor a este comportamiento es el de interés compuesto. Por tanto se utilizarán esos datos para el cálculo de los gastos de proyecto.

Figura 4.1 Comportamiento de la población de la Cd. de Tepic.

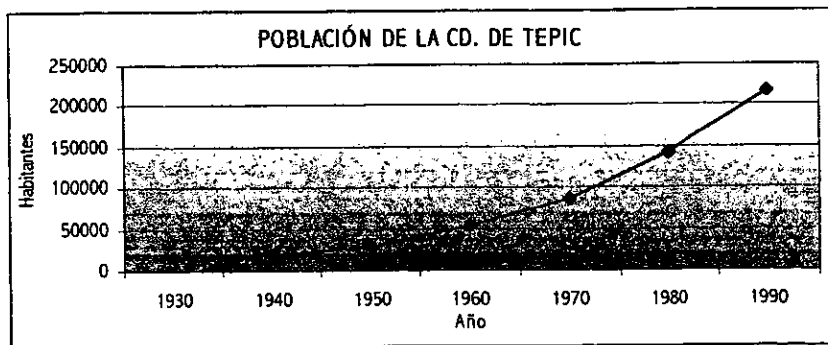
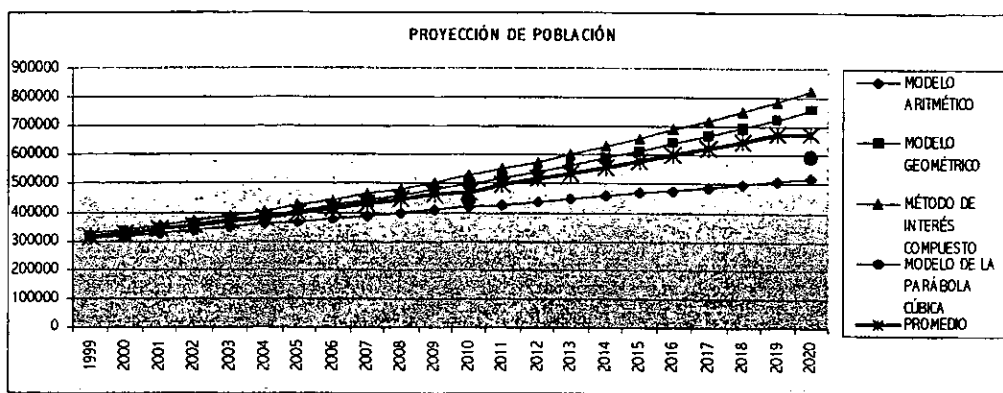


Figura 4.2 Proyecciones de población y promedio para el período de proyecto.



El número de módulos, cuando se diseña una planta de tratamiento, se determina en función del crecimiento de la población, de los gastos calculados a lo largo del período de diseño y de la conveniencia desde los puntos de vista constructivo, económico y de operación. En este caso, para la rehabilitación de la planta existente, el número de módulos dependerá únicamente de la disponibilidad de terreno que se tenga.

En el siguiente inciso se presenta el cálculo de los gastos de diseño, con base en los resultados obtenidos se determinarán las necesidades de ampliación que se requieren en el sistema de tratamiento.

#### 4.2.3 GASTOS DE DISEÑO

El caudal de las aguas residuales es un dato esencial para el diseño de la planta de tratamiento, también es primordial conocer las variaciones de dicho caudal para diseñar correctamente el funcionamiento hidráulico de la planta. El gasto de aguas residuales se determina con base en el número de habitantes y del volumen de agua que éstos desalojan al día. Al volumen de agua residual desalojada por habitante en el día se le llama *aportación*, representa un porcentaje de la *dotación* de agua potable.

En lo que se refiere al abastecimiento de agua potable se cuenta con la siguiente información, producto de un estudio realizado en 1992, último que se ha hecho, por el SIAPA para el abastecimiento del líquido en la ciudad de Tepic.

TABLA 4.8 Proyección de dotación realizada por el SIAPA en 1992.

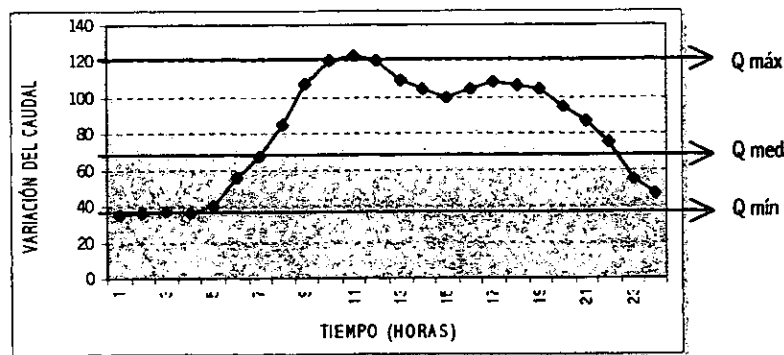
AÑO	POBLACION (hab)	DOTACION (l/hab/d)	DEMANDA DE AGUA POTABLE l/s	PRODUCCION DE AGUAS RESIDUALES
1998	353 682	314	1 285	1 028
1999	366 052	313	1 326	1 061
2000	378 861	313	1 372	1 098
2001	392 117	312	1 416	1 033
2002	405 835	312	1 466	1 172
2003	420 036	311	1 512	1 210
2004	434 732	311	1 565	1 252
2005	449 942	310	1 614	1 291
2006	465 684	310	1 671	1 337
2007	481 980	309	1 724	1 379
2008	498 840	309	1 784	1 427
2009	516 298	308	1 841	1 472
2010	534 363	308	1 905	1 524

En dicho estudio, para calcular las demandas, se consideraron por separado la población popular, media, alta y turística; así como los servicios públicos y comerciales. La dotación tuvo una variación de 315 l/h/día en 1995 a 308 l/h/día en el año 2010 al considerar dicha composición y tomando en cuenta, además, una reducción en las pérdidas del sistema de distribución que actualmente se calculan en 30%.

En vista de lo anterior se considerará, para el cálculo de los gastos de diseño, la distribución de dotación obtenida por el organismo operador en la ciudad, ya que según sus estudios resulta factible realizar la cobertura de las necesidades del líquido con esas dotaciones (Ver Tabla 3.1 Infraestructura de abastecimiento existente para la ciudad de Tepic, ubicada en el Capítulo 3). Por otra parte, tomando en cuenta la cobertura en el servicio de alcantarillado existente en la ciudad, se puede considerar una aportación del 80% de la dotación.

En la Figura 4.3 se representa, en términos generales, el hidrograma típico de la descarga de una población, en ella se indican los gastos representativos de la forma en que se generan las aguas residuales, dichos gastos se describen a continuación presentando las expresiones que permiten calcularlos.

Figura 4.3 Gastos característicos generados en una población.



**A. GASTO MEDIO (Q med)**

El gasto medio corresponde al valor deducido del total del caudal de agua residual que llega a las descargas en 24 horas y se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{med} = \frac{P * A}{86400} \quad \text{Ecuación 4.8}$$

donde: Q med = Gasto medio, lps  
 P = Población de proyecto  
 A = Aportación de aguas residuales (l/hab/día)  
 86400 = Segundos por día.

**B. GASTO MÍNIMO (Q mín)**

El gasto mínimo es el menor de los valores del escurrimiento que normalmente se presenta en las descargas. Para efectos de calculo se acepta que el valor del gasto mínimo sea igual a la mitad del gasto medio, o sea:

$$Q_{mín} = \frac{Q_{med}}{2} \quad \text{Ecuación 4.9}$$

**C. GASTO MÁXIMO (Q máx)**

El gasto máximo es el extremo valor que se considera se puede presentar en un instante dado, por ello se le conoce también como gasto máximo instantáneo. El gasto máximo instantáneo resulta de la multiplicación del gasto medio por

un coeficiente, dicho valor es el coeficiente de variación que trata de cubrir la inconstancia en las aportaciones por descargas durante el año y a lo largo del día. En nuestro país se ha aceptado el valor propuesto por W. G. Harmon y se expresa de la siguiente manera:

$$M = \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Ecuación 4.10

donde: M = Coeficiente de Harmon  
P = Población de proyecto, expresada en miles

Teniendo finalmente la expresión 4.11, cabe señalar que cuando la población servida sea igual o superior a los 182250 usuarios, para un mismo conducto, el coeficiente M tendrá el valor fijo de 1.80 (caso de Tepic).

$$Q \text{ máx} = Q \text{ med} \left[ 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \right] \quad \text{Ecuación 4.11}$$

#### D. GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO (Q ext)

El gasto máximo extraordinario es otro caudal que se prevé para la época de lluvias y que resulta de multiplicar el gasto máximo por un coeficiente de previsión que considera el exceso de aportación que puede ocurrir por concepto de lluvias. El valor de este coeficiente varía de 1 a 2, normalmente se toma el valor de 1.5, por lo que el gasto máximo extraordinario se expresa como:

$$Q \text{ ext} = Q \text{ máx} * 1.5$$

Ecuación 4.12

donde: Q ext = Gasto máximo extraordinario  
Q máx = Gasto máximo instantáneo

Los gastos mencionados son los que se consideran para el diseño de las plantas de tratamiento, a excepción del gasto máximo extraordinario debido a que sólo se presenta en época de lluvias y sería poco funcional y antieconómico diseñar con éste caudal las plantas de tratamiento; sin embargo, es importante tomarlo en cuenta para el diseño de obras que eviten el paso de un flujo superior al gasto máximo que puede manejar la planta de tratamiento y a su vez conducir ese excedente hasta alguna descarga, dichas obras son denominadas generalmente como "cajas de derivación" u "obras de excedencias".

El utilizar o no este tipo de obras dependerá del tipo de sistema de alcantarillado con que cuente la población, en el caso de un sistema combinado donde las aguas residuales y las de lluvia van mezcladas en una misma alcantarilla se justifica su construcción, pero en el caso contrario, caso de la ciudad de Tepic, donde las aguas residuales y las de lluvia fluyen por separado no es necesario su uso ya que las aguas pluviales van por separado hasta la descarga mientras que las aguas residuales deben llegar directamente a la planta de tratamiento.

La calidad del caudal que sale de las obras de excedencia lleva una proporción mucho mayor de agua de lluvia que residual por lo que se propicia una dilución favorable, la NOM-001-ECOL-1996 permite la descarga de dicha excedencia en época de lluvia. En el caso de Tepic no se considerará el gasto máximo extraordinario para el diseño de una obra de excedencias, debido a que el sistema de alcantarillado de la ciudad es de tipo separado. (Mayor detalle Capítulo 3, inciso 3.1.B)

Utilizando las ecuaciones anteriores (4.8 a 4.12), se obtienen los gastos de aguas residuales que podrían llegar a la planta de tratamiento, tanto en condiciones actuales como de proyecto. En la Tabla 4.9 se presentan los valores de dichos gastos para todos los años del período de diseño.

Es necesario conocer la variación de los gastos de aguas residuales con relación al tiempo, con objeto de definir la capacidad de los módulos que integrarán la planta de tratamiento. Por otro lado, como se puntualizó al inicio de este inciso, es necesario conocer la variación para determinar cuales serán los gastos de diseño y cuáles los de revisión del funcionamiento hidráulico.

TABLA 4.9 Comportamiento de los gastos para el período de proyecto.

AÑO	POBLACIÓN	DOTACIÓN	GASTO MEDIO	GASTO MÍNIMO	GASTO MÁXIMO	GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO
1999	323851	313	938.57	469.28	1689.42	2534.13
2000	338529	313	981.11	490.55	1765.99	2648.99
2001	353872	312	1022.30	511.15	1840.13	2760.20
2002	369910	312	1068.63	534.32	1923.53	2885.30
2003	386676	311	1113.48	556.74	2004.27	3006.40
2004	404201	311	1163.95	581.97	2095.11	3142.66
2005	422521	310	1212.79	606.40	2183.02	3274.53
2006	441670	310	1267.76	633.88	2281.96	3422.95
2007	461688	309	1320.94	660.47	2377.69	3566.54
2008	482613	309	1380.81	690.40	2485.46	3728.19
2009	504486	308	1438.72	719.36	2589.70	3884.55
2010	527351	308	1503.93	751.96	2707.07	4060.60
2011	551252	308	1572.09	786.04	2829.76	4244.64
2012	576236	308	1643.34	821.67	2958.01	4437.02
2013	602353	308	1717.82	858.91	3092.08	4638.12
2014	629653	308	1795.68	897.84	3232.22	4848.33
2015	658191	308	1877.06	938.53	3378.71	5068.07
2016	688022	308	1962.14	981.07	3531.85	5297.77
2017	719205	308	2051.07	1025.53	3691.92	5537.88
2018	751802	308	2144.03	1072.01	3859.25	5788.87
2019	785875	308	2241.20	1120.60	4034.16	6051.24
2020	821493	308	2342.78	1171.39	4217.00	6325.50

Analizando la tabla anterior, se concluye que el gasto de proyecto es de 2,342.78 lps, pero para efectos de cálculo será de 2,350 lps, este gasto representa el caudal total medio que se deberá tratar para asegurar el buen funcionamiento del sistema de tratamiento a lo largo del período de diseño, para lograrlo se tendrá que buscar primero, manejarlo completamente en el sitio actual de la planta, con lo que se reducirán costos (como adquisición de terrenos, derechos de vía por conducciones, etc.), y se aprovecharán las unidades existentes. Sin embargo, si esto no fuese posible se tendría que buscar optimizar el área disponible, para después seleccionar el terreno necesario para completar el manejo del volumen de proyecto.

#### 4.2.4 CARACTERÍSTICAS DE CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL CRUDA

Como se indicó en el Capítulo 3, inciso 3.3.2, las características de calidad del agua residual cruda generadas en la ciudad de Tepic fueron obtenidas a partir de dos fuentes de información: el programa de aforo y muestreo realizado en la última semana de enero y primera de febrero de 1998, y los datos históricos recabados en los años 1996 y 1997 de calidad de agua y volúmenes manejados por la planta de tratamiento; ambos conjuntos de información fueron proporcionados por el SIAPA, Tepic.

De acuerdo con los datos analizados se concluyó que se presentan en la entrada de la planta calidades de agua de origen municipal que corresponden a una composición típica de las aguas residuales de concentración media (según CNA, 1996). Los resultados de dicho análisis fueron presentados en la Tabla 3.4, en ella se resumieron los resultados obtenidos durante los últimos tres años, y se realizó una comparación de los principales parámetros. Los promedios obtenidos se presentan enseguida en la Tabla 4.10. (Para comprensión de la obtención de las características del agua residual cruda, revisar: Capítulo 3, inciso 3.3.2)

TABLA 4.10 Promedio de parámetros de calidad de agua cruda, recabados en 1996, 1997 y 1998.

INFLUENTE		PARÁMETRO				
		DBO total mg/l	DQO total mg/l	SST mg/l	Colif. Fecales NMP/100 ml	Colif. Totales NMP/100 ml
PROMEDIOS	MEDIA	257	469	133	4.30 E+06	1.17 E+07
	MÍNIMA	127	230	43	2.30 E+04	3.00 E+05
	MÁXIMA	482	743	299	1.70 E+07	5.00 E+07

Los valores anteriores, en términos generales como ya se mencionó, concuerdan con la información disponible en México para aguas residuales municipales de poblaciones con más de 100 mil habitantes y serán redondeados hacia valores enteros superiores para facilitar los cálculos, ya que estos datos serán utilizados en el dimensionamiento de las ampliaciones del sistema de tratamiento.

#### 4.3 REQUERIMIENTOS Y DISPONIBILIDADES PARA LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

En este inciso se realiza un resumen de las condiciones a cumplir para el tratamiento de las aguas residuales generadas en la ciudad de Tepic (requerimientos), y de los recursos que para ello dispone el municipio (disponibilidades). Condicionantes que, aunadas al análisis de optimización de las unidades existentes (que se realiza en el inciso siguiente), marcan el camino a seguir para la selección de las alternativas de tratamiento.

##### A. REQUERIMIENTOS

- ♦ Se requiere proyectar las obras de ampliación al sistema de tratamiento de aguas residuales para un período de tiempo conveniente, las recomendaciones apuntan a un lapso de 20 años, contados a partir del año 2000.
- ♦ La población de proyecto, la dotación esperada y el gasto proyectado tienen el comportamiento expresado en las tablas 4.8 y 4.9, durante el período de diseño.
- ♦ El reuso que se le pretende dar al agua residual tratada es riego agrícola, para su aprovechamiento en el cultivo de la caña de azúcar, y descarga a un cuerpo receptor (río Mololoa).
- ♦ La calidad del agua residual cruda generada en la ciudad de Tepic, y los límites máximos permisibles a cumplir, de acuerdo al tipo de descarga son los expresados en las Tablas 4.1 y 4.11 de éste capítulo.
- ♦ El plazo límite, para el cumplimiento de dichos parámetros venció el 1 de enero del presente año.
- ♦ Se requiere aprovechar al máximo las unidades de tratamiento existentes, así como el terreno disponible de la planta de tratamiento actual.

##### B. DISPONIBILIDADES

- ♦ En la ciudad de Tepic se cuenta con un sistema de alcantarillado de tipo separado que concentra las descargas de aguas residuales en un emisor de 1.07 m de diámetro con una capacidad, a tubo lleno, de 1 080 lps.
- ♦ Se cuenta con una planta de tratamiento de agua residual con nivel de tratamiento primario y desinfección para la línea de agua, complementada con digestión y deshidratación mecánica para la línea de lodos. Las instalaciones tienen una capacidad de diseño de 540 lps.



- ♦ El terreno disponible, en el sitio actual de la planta de tratamiento, asciende a un total de 3.8 hectáreas, no se podrá contar con mayor área ya que se tienen diversos problemas de tipo social y topográfico en los alrededores de la planta que eliminan la posibilidad de una ampliación hacia cualquiera de sus colindancias.
- ♦ Por último, no se cuenta con otro sitio destinado para la construcción de una segunda planta de tratamiento, se tendrá que proponer.

#### 4.4 DIAGNÓSTICO GENERAL DEL DISEÑO FUNCIONAL DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO ACTUAL

Para poder realizar una correcta selección de las alternativas para la ampliación del sistema de tratamiento de la ciudad de Tepic, se tendrá que realizar un análisis de la capacidad, con la que se cuenta, de las unidades de tratamiento existentes y del aprovechamiento que se pueda hacer del actual terreno de la planta de tratamiento.

Con base en ello, se podrá definir el gasto máximo a tratar en el sitio de la planta de tratamiento actual, el nivel de tratamiento requerido (en caso de tratamiento secundario, según los límites máximos permisibles a cumplir); y la necesidad, en su caso, de elegir uno o más sitios para la construcción de otras plantas de tratamiento que cubran el total del gasto de diseño antes mencionado.

En general el diseño de una planta de tratamiento comprende dos partes, la primera es el diseño funcional donde se dimensionan las unidades de tratamiento a fin de que se lleve a cabo una depuración con objeto de obtener un efluente cuya calidad sea adecuada, la segunda parte es el diseño hidráulico en donde se definen las estructuras que alimentan y distribuyen el flujo de agua residual a cada unidad de tratamiento.

En este inciso se revisa el diseño funcional de las unidades de tratamiento existentes, a fin de determinar su funcionamiento, el gasto máximo que pueden tratar y su eficiencia en la depuración del agua residual, la parte hidráulica se revisará una vez obtenido el gasto máximo a tratar en el sitio actual de la planta de tratamiento.

Enseguida se presenta la calidad del agua residual que se consideró para el diseño original, además la calidad obtenida del análisis de los últimos tres años y los límites máximos permisibles a cumplir.

TABLA 4.11 Calidad del agua cruda y límites máximos permisibles para los reusos previstos.

PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique)	CALIDAD DEL AGUA CRUDA CONSIDERADA EN EL DISEÑO ORIGINAL	CALIDAD DEL AGUA CRUDA GENERADA.	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES			
			RÍOS PROTECCIÓN DE VIDA ACUÁTICA (C)		SUELO USO EN RIEGO AGRÍCOLA (A)	
			PM	PD	PM	PD
Temperatura °C (1)	18	20	40	40	NA	NA
Grasas y aceites (2)		10	15	25	15	25
Materia flotante (3)			No	No	No	No
Sólidos sedimentables (ml/l)		1.70	1	2	NA	NA
Sólidos suspendidos totales	220	150	40	60	NA	NA
Demanda bioquímica de oxígeno	300	300	30	60	NA	NA
Nitrógeno total Kjeldahl		23	15	25	NA	NA
Fósforo total		6	5	10	NA	NA
pH (unidades de pH)	7.5	6.5	5 - 10	5 - 10	5 - 10	5 - 10
Coliformes Fecales NMP/100ml		4.30 E+06	1 000	2 000	1 000	2 000
Huevos de helminto / litro			5	5	5	5
Demanda química de oxígeno	540	500				

## A. EVALUACIÓN FUNCIONAL DE LA PLANTA

La evaluación funcional se realiza, para las unidades existentes, en términos de los gastos máximos con los que puedan trabajar con una buena eficiencia. Los elementos que se revisarán primero, por ser los elementos existentes más críticos, por su costo de construcción y que, de ellos depende el funcionamiento de las líneas de lodos, serán los sedimentadores primarios.

En este análisis se determina el mayor grado de remoción con el mayor caudal posible, una vez obtenido dicho caudal, se procederá por un lado a revisar la línea de lodos con los volúmenes obtenidos y por otro, las unidades del pretratamiento y desinfección.

Finalmente se obtendrá el gasto máximo general con el que podrá trabajar adecuadamente con el tren de tratamiento actual, con base en la eficiencia de remoción general se podrá definir la necesidad de aumentar o no el nivel de tratamiento, y por último se definirá el aprovechamiento que se pueda realizar al terreno actual de la planta.

Cuando se tenga la estimación del aprovechamiento del área disponible, se estará en posibilidad de obtener el gasto máximo a tratar en este sitio; por tanto, el siguiente paso será proyectar las ampliaciones necesarias tanto al proyecto hidráulico, como a las unidades de "cabeza" (que se tienen que realizar en una sola etapa) como el pretratamiento, cajas de caída de velocidad y tanque de contacto de doro, existentes.

### A.1 SEDIMENTADOR PRIMARIO

Como se mencionó al inicio del presente inciso, se comienza por analizar la capacidad del sedimentador primario tipo de acuerdo con las recomendaciones emitidas por la CNA, mismas que a continuación se resumen.

Existe una amplia experiencia sobre el funcionamiento del proceso de sedimentación en plantas de tratamiento, criterios de diseño propuestos por instituciones gubernamentales y privadas se resumen en la siguiente tabla.

TABLA 4.12 Recomendaciones para el diseño de sedimentadores primarios.

PARÁMETRO	VALOR	PARÁMETRO	VALOR
		Tiempo de retención (h)	1.50 a 3.00
		Profundidad efectiva (m)	2.00 a 3.50
CARGA HIDRÁULICA SUPERFICIAL	(m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d)	Carga hidráulica sobre los vertedores (l/seg*m)	1.44 a 4.31
Aguas residuales crudas para gasto medio	24.19 a 49.24	Velocidad de los extremos de las rastras (cm/seg)	5.10 a 7.60
Aguas residuales crudas para gasto máximo	79.48 a 86.40	Pérdida total de carga hidráulica (m)	0.60 a 0.90
Aguas con floculos de aluminio	14.68 a 24.19	Generación de lodos (%)	0.25 a 2.00
Aguas con floculos de hierro	21.60 a 32.83	Concentración de lodos (%)	3.00 a 6.00
Aguas con floculos de cal	21.60 a 49.24	Densidad relativa de los lodos	1.02 a 1.07

FUENTE: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (1994). "Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos".

La eficiencia de remoción en los sedimentadores primarios circulares varía de 50 a 65% para sólidos suspendidos y de 25 a 35% para DBO. En aguas residuales de origen municipal, la relación empírica entre eficiencias de remoción de sólidos suspendidos y la carga hidráulica superficial se indica a continuación:

TABLA 4.13 Eficiencias supuestas con base a la carga superficial.

CHS (l/seg*m <sup>2</sup> )	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60
Eficiencia (%)	71	66	61	56	51

FUENTE: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (1994). "Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos".

Para el caso de los sedimentadores primarios existentes se tienen las siguientes dimensiones: diámetro 27.30 m, profundidad 2.48 m, mayor detalle en Plano 4 del Anexo 2, y concentraciones en el influente de  $DBO_5 = 300 \text{ mg/l}$  y  $SST = 150 \text{ mg/l}$ , según la Tabla 4.11.

Con base en las recomendaciones anteriores se puede concluir que, aunque se obtenga la máxima eficiencia de remoción en estas unidades, es decir el 35% para la  $DBO$  y 65% para  $SST$ , no sería suficiente para cumplir con los límites máximos permitidos que para el caso de la  $DBO$  es  $30 \text{ mg/l}$ ; es decir, se requiere el 90% de remoción. Por lo tanto, se buscará obtener el máximo gasto posible a tratar con una eficiencia aceptable. El cálculo se realizará a continuación utilizando las ecuaciones recomendadas para este tipo de sedimentador.

$$As = \frac{Q_m}{CH}$$

Ecuación 4.13

donde:  $Q_{med}$  = Gasto medio  
 $As$  = Área superficial  
 $CH$  = Carga hidráulica superficial promedio

Obteniendo el volumen actual del tanque:

$$As = \frac{\pi (27.30)^2}{4} = 585.35 \text{ m}^2$$

$$Vol = As * h = 585.35 \text{ m}^2 (2.48 \text{ m}) = 1451.67 \text{ m}^3$$

Calculando el gasto medio máximo (despejando de la ecuación 4.13), utilizando para ello la mayor carga hidráulica superficial recomendada ( $0.57 \text{ l/seg} * \text{m}^2$  según la Tabla 4.12) se tiene:

$$Q_{med} = As * CH = 585.35 \text{ m}^2 (0.57 \text{ l/s} * \text{m}^2) = 333.64 \text{ l/s}$$

revisando ahora el tiempo de retención hidráulico:

$$tr = \frac{Vol}{Q_m} = \frac{1451.67 \text{ m}^3}{0.33364 \text{ m}^3/\text{s}} = 4351 \text{ seg} = 1.20 \text{ horas}$$

El tiempo de retención resulta ser un poco menor al recomendado pero, considerando que el proceso de sedimentación primaria se ubicará antes de un tratamiento secundario (según Metcalf & Eddy), el valor se acepta. Como vemos el gasto que puede tratar el sedimentador primario es de casi la mitad del gasto medio que actualmente ingresa a la planta (700 lps), por lo cual se puede pensar en que debería estar funcionando correctamente, cuando menos, el tratamiento primario. Revisando ahora para el gasto máximo:

$$Q_{m\acute{a}x} = 1.8 Q_{med} = 1.8 (333.64 \text{ l/s}) = 600.56 \text{ l/s}$$

$$CH = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{As} = \frac{600.56 \text{ l/s}}{585.35 \text{ m}^2} = 1.026 \text{ l/s} * \text{m}^2$$

$$tr = \frac{1451.67 \text{ m}^3}{0.6005 \text{ m}^3/\text{s}} = 2417.43 \text{ seg} = 40.29 \text{ min}$$

Como vemos, la carga hidráulica superficial se encuentra dentro del rango recomendado al igual que el tiempo de retención, el cual, se ubica por arriba del límite mínimo recomendado para sedimentadores que se encuentran antes de un tratamiento secundario (30 minutos, según Metcalf & Eddy). Enseguida se calcula la longitud del vertedor, para ello se utiliza la siguiente ecuación:

$$LV = \frac{Q_m}{CHV}$$

Ecuación 4.14

donde:  $LV$  = Longitud de vertedores  
 $CHV$  = Carga hidráulica sobre vertedores

En este caso se conoce el gasto medio por tratar y la longitud de los vertedores (perímetro del tanque), por tanto, la CHV obtenida es:

$$LV = \pi (d) = \pi (27.30) = 85.77 \text{ m}$$

$$CHV = \frac{Qm}{LV} = \frac{333.64 \text{ l/s}}{85.77 \text{ m}} = 3.89 \text{ l/s} \cdot \text{m}$$

La cual cumple con el rango recomendado por la CNA para este tipo de sedimentadores. Las eficiencias de remoción se estiman, de acuerdo a la Tabla 4.13, para los sólidos suspendidos totales de 50% y para DBO<sub>5</sub> se tomará, por seguridad, la mínima indicada (25%), entonces:

$$\begin{aligned} \text{SST influente} &= 150 \text{ mg/l} & \text{SST efluente} &= 75 \text{ mg/l} \\ \text{DBO}_5 \text{ influente} &= 300 \text{ mg/l} & \text{DBO}_5 \text{ efluente} &= 225 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

## A.2 DIGESTOR AERÓBICO

El diseño de digestores aeróbicos es similar al de los tanques de aeración del proceso de lodos activados, además, usan sistemas de aeración convencionales. Los criterios de diseño para digestores aeróbicos son los siguientes:

TABLA 4.14 Recomendaciones para el diseño de digestores aeróbicos.

PARÁMETRO	VALOR	PARÁMETRO	VALOR
TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRAULICO A 20°C (días)		REQUERIMIENTOS DE ENERGÍA PARA LA MEZCLA	
Lodos activados solamente	10 a 16	Aeradores mecánicos (hp/1 000 m <sup>3</sup> )	17.66 a 44.14
Lodos activados de plantas sin sedimentación primaria	16 a 18	Mezcla de aire (m <sup>3</sup> /1000 m <sup>3</sup> *minuto)	20 a 40
Lodos primarios más activados o de filtros percoladores	18 a 22	OXÍGENO DISUELTTO MÍNIMO (mg/l)	1 a 2
CARGA DE SÓLIDOS		REQUERIMIENTOS DE OXÍGENO (kg O <sub>2</sub> /kg SS destruido)	
		Células de tejidos	2 a 3
(kg SSV/día*m <sup>3</sup> )	0.32 a 6.41	DBO <sub>5</sub> en lodos primarios	1.6 a 1.9

FUENTE: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (1994). "Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos".

El tiempo de retención se deberá incrementar para temperaturas menores a 20°C. Las eficiencias del proceso varían de acuerdo a la edad del lodo y sus características. Los porcentajes típicos de remoción de contaminantes son los siguientes para sólidos volátiles va de 30 a 70% con valores típicos de 35 a 45%, para organismos patógenos arriba del 85%. Enseguida se revisará la unidad existente, sus características se resumen a continuación.

TABLA 4.15 Características del digestor aeróbico tipo existente.

DIGESTOR	VALOR
NUMERO DE DIGESTORES:	2
DIMENSIONES:	
Diámetro, m	28
Tirante, m	4.5
Volumen, m <sup>3</sup> /digestor	2,770.88

Se considerará una concentración del lodo producido por los sedimentadores primarios (según la Tabla 4.14) como mínima, es decir 3%, con una temperatura de 20°C; además se considera (según Metcalf & Eddy), un peso específico de 1.03 kg/dm<sup>3</sup> (valor típico recomendado).

Como se recordará, la concentración media de sólidos suspendidos totales para el agua residual en cuestión es de 150 mg/l, el tiempo de retención del sedimentador primario, para gasto medio, es de 1.20 hrs y la eficiencia de remoción a manejar es del 50%, entonces:

La cantidad de agua residual a tratar por día será  $333.64 \text{ lps} \cdot 86400 \text{ s} = 28826.50 \text{ m}^3/\text{día}$ , entonces el volumen diario de lodos a manejar será:

$$\begin{aligned} \text{Sólido seco} &= (1 - \text{Eficiencia}) \cdot \text{SST} (\text{kg}/\text{m}^3) \cdot \text{Volumen} (\text{m}^3/\text{día}) \\ \text{Sólido seco} &= 0.50 \left( \frac{150 \text{ g}/\text{m}^3}{1000 \text{ g}/\text{kg}} \right) (28826.50 \text{ m}^3/\text{día}) = 2162 \text{ kg SST}/\text{día} \\ \text{Volumen diario} &= \frac{\text{Sólido seco} (\text{kg}/\text{día})}{\text{Densidad relativa del lodo producido} (\text{agua } \text{kg}/\text{m}^3) (\text{Concentración de sólidos})} \\ \text{Volumen diario} &= \frac{2162 \text{ kg}/\text{día}}{1.03(1000 \text{ kg}/\text{m}^3)(0.03)} = 69.70 \text{ m}^3/\text{día} \end{aligned}$$

Los digestores tratarán lodos primarios y de un tratamiento secundario, por ello se tomará un tiempo de retención de 18 a 22 días según las recomendaciones de la Tabla 4.14. El volumen del digestor es de  $2770.88 \text{ m}^3$ ; revisando el tiempo de retención hidráulico se tiene:

$$\text{Tr} = \frac{\text{Volumen del tanque } \text{m}^3}{\text{Volumen diario } \text{m}^3/\text{día}} = \frac{2770.88 \text{ m}^3}{69.97 \text{ m}^3/\text{día}} = 39.60 \text{ días / tren de tratamiento}$$

Tiempo que resulta sobrado, si un digestor trata los lodos generados en los dos sedimentadores primarios existentes, se tendrá un volumen producido diario del doble y por ende un tiempo de retención del 50%, es decir, 19.8 días; el cual cumple con las recomendaciones señaladas. Enseguida se revisará la carga de sólidos con la siguiente relación:

$$\text{kg SV}/\text{m}^3 \cdot \text{día} = \frac{\text{Sólido seco } \text{kg}/\text{día} (\text{Relación SST/LM})}{\text{Volumen del digestor } \text{m}^3}$$

Suponiendo una relación entre sólidos suspendidos volátiles (SSV) y los sólidos suspendidos totales de la purga del sedimentador primario como 0.75 (típico para aguas residuales de concentración media), se tiene la siguiente carga:

$$\text{kg de sólidos volátiles} = \frac{2162 (2) \text{ kg}/\text{día} (0.75)}{2770.88 \text{ m}^3} = 1.17 \text{ kg}/\text{m}^3 \cdot \text{día}$$

Lo cual resulta bajo, es decir, la unidad se encuentra sobrada aún cuando trabaje con los lodos producidos por ambos trenes de tratamiento.

Enseguida se determina la necesidad de oxígeno por día suponiendo que el 40% del tejido celular se oxida totalmente (según Metcalf & Eddy para este tipo de digestores), y un requerimiento de 2 kg de oxígeno por kg de tejido celular hidrolizado, se tiene:

$$\begin{aligned} \text{kg O}_2/\text{día} &= \text{Sólido seco } \text{kg}/\text{día} (\text{SST/LM}) (\% \text{ Tejido cel. oxidado}) (\text{Necesidad de oxígeno } \text{kg}/\text{kg} \text{ destruido}) \\ \text{kg O}_2/\text{día} &= 2162 (2) \text{ kg}/\text{día} (0.75) (0.4) (2) = 2594.38 \text{ kg}/\text{día} \end{aligned}$$

Debe emplearse un factor de seguridad de 2 para determinar el caudal real de proyecto para el dimensionamiento de los aeradores, el aire necesario, suponiendo que la mezcla contiene el 23.2% de oxígeno en peso (condiciones normales) es:

$$\text{Volumen necesario} = \frac{\text{kg O}_2/\text{día}}{\text{y aire}(\% \text{ oxígeno})} = \frac{2594.38 \text{ kg/día}}{1.201 \text{ kg/m}^3(0.232)} = 9311.13 \text{ m}^3 \text{ de aire/día}$$

suponiendo que la eficiencia de transferencia de oxígeno sea del 10%, el caudal de aire necesario será:

$$\text{Aire necesario} = \frac{\text{Volumen necesario m}^3/\text{día}}{\% \text{ de transferencia}(\text{minutos por día})} = \frac{9311.13 \text{ m}^3/\text{día}}{0.10(1440 \text{ min/día})} = 64.66 \text{ m}^3/\text{min}$$

Finalmente, se calculará la necesidad de aire por 1000 metros cúbicos de volumen del digestor.

$$\text{Necesidad de aire} = \frac{\text{Aire necesario m}^3/\text{min}}{\text{Volumen del digestor m}^3} (1000 \text{ m}^3) = \frac{64.66 \text{ m}^3/\text{min}}{2770.88 \text{ m}^3} (1000 \text{ m}^3) = 23.33 \text{ m}^3/\text{min} * 1000 \text{ m}^3$$

Valor que se encuentra dentro del rango recomendado, según la tabla 4.14. Se requerirá revisar nuevamente este parámetro de diseño una vez que se halla elegido el tratamiento secundario y los lodos de los sedimentadores secundarios se hallan mezclados en el digestor.

### A.3 FILTROS BANDA

El filtro prensa de banda consiste en dos bandas continuas colocadas una sobre otra, en donde el lodo acondicionado se introduce entre las dos. El proceso consta de tres zonas; primeramente, el lodo pasa a través de la zona de drenaje donde se realiza la deshidratación por acción gravitatoria. A continuación el lodo entra en la zona de compresión donde se le aplica una presión por medio de rodillos que se hallan en contacto con la banda superior. Finalmente, pasa a la zona de cizalladura donde se aplican esfuerzos cortantes para llevar a cabo la deshidratación final. El lodo deshidratado es, seguidamente, extraído por medio de un rascador.

El funcionamiento de los filtros banda existentes, en su diseño original, considero que uno solo de ellos procesaría los lodos provenientes de los dos digestores, por ello, para los cálculos se duplicarán los resultados obtenidos en las revisiones anteriores. En el caso del peso de los lodos a deshidratar se tiene que, se considera que el lodo llega de los dos digestores y que los filtros banda trabajan en forma alternada, entonces:

$$\begin{aligned} \text{Sólido seco} &= 2161.99 \text{ kg/día}(2 \text{ sedimentadores}) = 4323.98 \text{ kg/día} \\ \text{Sólido seco} &= 180.17 \text{ kg/h} \end{aligned}$$

El ancho de banda que se tiene es de 2 metros por lo tanto, la carga por metro será:

$$\text{Carga de lodo} = 90.08 \text{ kg/h} * \text{m}$$

Según las recomendaciones de diseño, la carga de lodo debe estar entre 90 y 680 kg/h\*m, como se aprecia, los filtros banda están sobrados si funcionan uno de ellos las 24 hrs del día. Para reducir las horas de operación es conveniente incrementar la carga de lodos. Por ejemplo si se fija su operación a una jornada (10 h) se tendría:

$$\begin{aligned} \text{Sólido seco} &= \frac{4323.98 \text{ kg}/24 \text{ d}}{10 \text{ horas/d}} = 423.39 \text{ kg/h} \\ \text{Carga de lodo} &= 216.20 \text{ kg/h} * \text{m} \end{aligned}$$

Valores que todavía resultan ser aceptables. Basándose en estos resultados se puede concluir que estos equipos cubrirán perfectamente hasta tres veces el caudal utilizado para esta revisión (667.28 lps de los dos trenes de tratamiento actuales funcionando con el gasto obtenido en la revisión del sedimentador primario, sin tomar en cuenta, aún, los lodos secundarios) y, de acuerdo a las disponibilidades de terreno (número de trenes de tratamiento posibles) se concluye que no se requieren ampliaciones a estos equipos.

#### A.4 PRETRATAMIENTO

El principal objetivo de esta operación unitaria consiste en remover las partículas inorgánicas (densidad = 2.65 g/cm<sup>3</sup>) de un tamaño igual o mayor a 0.21 mm (malla #65) y dejar en suspensión el material orgánico. Para lograr esta remoción mediante un desarenador de flujo horizontal es necesario conservar la velocidad del agua entre 25 y 38 cm/seg. La eficiencia de remoción de partículas de tamaño inferior al tamaño de diseño es directamente proporcional a la relación de su velocidad de sedimentación con la velocidad de sedimentación de diseño.

Para los desarenadores de flujo horizontal el criterio básico de diseño es la velocidad de sedimentación de las partículas y sus requerimientos de área por unidad de gasto, como se muestra en la tabla siguiente para partículas con una densidad de 2.65 g/cm<sup>3</sup>.

TABLA 4.16 Recomendaciones para el diseño de canales desarenadores.

TAMAÑO DE PARTÍCULA		VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN	
# DE MALLA	TAMAÑO (mm)	cm/seg	l/seg*m <sup>2</sup>
18	0.833	7.47	74.7
20	0.595	5.34	53.4
35	0.417	3.76	37.6
48	0.295	2.64	26.4
65	0.208	1.88	18.8
100	0.147	1.32	13.2
150	0.105	0.92	9.2

FUENTE: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (1994). "Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos"

En desarenadores de flujo horizontal es necesario mantener una velocidad horizontal constante. Para conservar esta velocidad, con gastos variables, se recomienda el uso de vertedores proporcionales en la descarga. La ecuación que se utilizará para la revisión del canal desarenador es la siguiente:

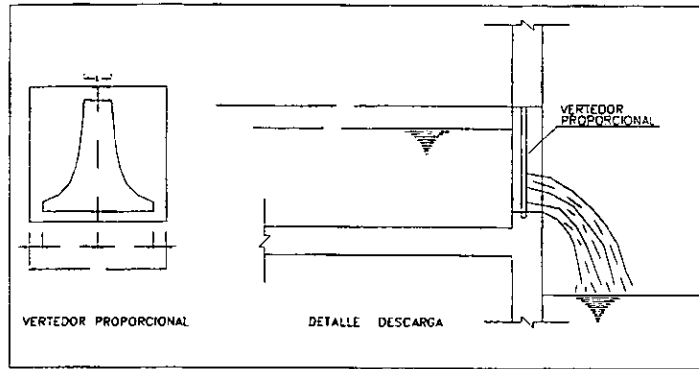
$$V_s = C_s = \frac{Q_{pd}}{A}$$

Ecuación 4.15

donde:  $V_s$  = Velocidad de sedimentación.  
 $C_s$  = Carga superficial  
 $Q_{pd}$  = Gasto por desarenar  
 $A$  = Área superficial del desarenador

El gasto máximo que podrá tratar el canal desarenador será aquel que garantice la remoción, cuando menos, de las partículas de tamaño 0.833 mm, es decir malla 18, con una velocidad máxima de 0.38 m/s (según CNA). Por tanto se buscará diseñar primero, con una carga superficial de 74.7 l/s\*m<sup>2</sup>, de acuerdo a la Tabla 4.16. El detalle del vertedor proporcional y de la zona de descarga del desarenador se presenta enseguida para la mejor comprensión del cálculo que a continuación se realiza.

Figura 4.4 Detalle del vertedor proporcional y zona de descarga.



El desarenador existente cuenta en su descarga con un vertedor proporcional que descarga libremente, con base en la ecuación de diseño se determinará la carga necesaria para que pase el gasto, luego se calculará el perfil de flujo hacia aguas arriba y finalmente se revisarán los parámetros de diseño, fundamentalmente la velocidad horizontal.

TABLA 4.17 Características del canal desarenador existente.

CANAL DESARENADOR	VALOR
Gastos lps, MIN – MED – MÁX / canal desarenador	166 – 333 – 600
Número de canales 2 + 1	3
DIMENSIONES:	
Ancho (externos y central) (m)	2.80 y 1.90 resp.
Largo (m)	15.0

La ecuación para el vertedor proporcional es la siguiente según Sotelo Avila:

$$Q = 5.38c\sqrt{2g}b\pi h \quad \text{Ecuación 4.16}$$

- donde: Q = Gasto en m³/seg  
 c = Coeficiente del vertedor (0.62 para placa delgada, Sotelo)  
 b = Constante del vertedor  
 h = Carga sobre la cresta teórica del vertedor

Como se observa en el Plano 3 del Anexo 2, el tirante máximo que se puede presentar en el canal desarenador es 0.73 m (dejando el bordo libre), y tendrá que manejar un gasto máximo de 600.55 lps de un tren de tratamiento, para calcular el coeficiente "b" de la ecuación anterior se considera que, para gasto medio, la velocidad en el canal deberá ser 0.30 m/seg; por lo tanto, el tirante con gasto medio (333.64 lps), deberá ser (despejando de  $V=Q/A$ ) para cumplir con la velocidad señalada de 0.3972 m medido a partir de la cresta del vertedor; con base en ello y en la ecuación 4.16, se obtendrá "b" para posteriormente calcular las coordenadas del vertedor y compararlas con el existente.

En la fórmula la altura h se mide a partir de la cresta teórica, es decir, 3 cm arriba de la real, por ello se descontará esta cantidad al valor antes mencionado, quedando  $h = 0.3672$  m.

$$b = \frac{Q}{5.38c\sqrt{2g}\pi h} = \frac{0.33364}{5.38(0.62)\sqrt{2(9.81)}(3.1416)(0.3672)} = 0.01957$$

para cualquier gasto con  $b = 0.01957$  y h variable se tiene:

$$h = \frac{Q}{5.38(0.62)\sqrt{2(9.81)}(3.1416)(0.01957)} = \frac{Q}{0.9084}$$



Revisando para las condiciones más desfavorables en que se tendrá para gasto máximo, es decir, 600.55 lps cuando se tenga el volumen de arenas completamente lleno, se tendrá:

$$h = \frac{0.6005}{0.9084} = 0.6611 \text{ m}$$

Medido a partir de la cresta teórica del vertedor, tirante que realmente corresponde a 0.6911 m, revisando la velocidad en el canal para dicho tirante se tiene que  $V = Q/A = 0.6005/2.80 \cdot 0.6911 = 0.3103 \text{ m/s}$ , la cual cumple con las recomendaciones mencionadas anteriormente, por lo tanto se aceptan los valores.

De la misma forma para gasto mínimo, revisando para la condición más desfavorable, cuando el volumen de arenas se encuentre vacío, al tirante real se le sumará la altura destinada para el alojamiento de las arenas, o sea 13 cm, el tirante que se presenta con el gasto mínimo (166.82 lps) es:

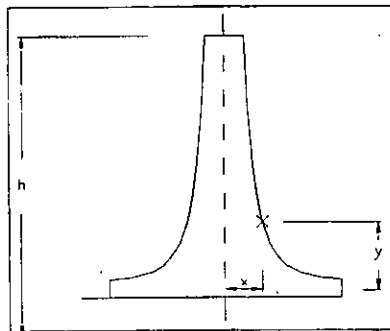
$$h = \frac{0.1668}{0.9084} = 0.1836 \text{ m}$$

Sumando las cantidades antes mencionadas se tiene un tirante total de 0.3136 m y la velocidad resulta:  $V = 0.1668/2.8 \cdot 0.3136 = 0.1900 \text{ m/s}$ , velocidad que resulta un poco menor a la mínima recomendada, pero se considera aceptable ya que este gasto se presenta en periodos de tiempo cortos. Finalmente se calcularán las coordenadas del vertedor con la siguiente ecuación:

$$x = \frac{b}{0.33\sqrt{y}} \quad \text{Ecuación 4.17}$$

donde:  $x, y$  = Coordenadas cartesianas  
 $b$  = Constante del vertedor

Figura 4.5 Vertedor proporcional



El valor de la coordenada "x" inicial en este caso será 0.48 m por ser el valor del vertedor actual, en consecuencia se tendrá, despejando "y":

$$y = \left( \frac{b}{0.33 \cdot x} \right)^2 = \left( \frac{0.01957}{0.33(0.408)} \right)^2 = 0.0211 \text{ m}$$

El resultado es aceptable, lo que quiere decir que el ancho total del vertedor en el extremo será del doble de esa distancia, es decir 4.22 cm, se optará por 4 cm. Enseguida se calcularán las demás coordenadas hasta una altura de 75 cm.

TABLA 4.18 Coordenadas para el vertedor proporcional según las dimensiones actuales del canal.

y (m)	x (m)	b total (m)	y (m)	x (m)	b total (m)
0.0000	0.4080	0.8160	0.3000	0.1083	0.2165
0.0400	0.4080	0.8160	0.3500	0.1002	0.2005
0.0600	0.2421	0.4842	0.4000	0.0938	0.1875
0.0800	0.2097	0.4193	0.4500	0.0884	0.1768
0.1000	0.1875	0.3751	0.5000	0.0839	0.1677
0.1200	0.1712	0.3424	0.5500	0.0800	0.1599
0.1400	0.1585	0.3170	0.6000	0.0766	0.1531
0.1600	0.1483	0.2965	0.6500	0.0736	0.1471
0.1800	0.1398	0.2796	0.7000	0.0709	0.1418
0.2000	0.1326	0.2652	0.7500	0.0685	0.1370
0.2500	0.1186	0.2372	0.8000	0.0663	0.1326

Al comparar las coordenadas obtenidas con las existentes en el vertedor actual, se observa que son totalmente diferentes, no obstante que el ancho total es el mismo, por ello que se prevé que dichos vertedores se tendrán que renovar para asegurar el correcto funcionamiento de las unidades.

Dentro de los canales desarenadores falta por revisar la carga superficial, que constituye el principal parámetro de diseño, esto se realiza con ayuda de la Ecuación 4.15, la revisión se hará con base en los gastos máximo y mínimo, además de ello, se revisa el volumen destinado para el alojamiento de las arenas removidas.

$$Cs \text{ para } Q \text{ máximo} = \frac{Q_{pd}}{A} = \frac{600.55 \text{ l/s}}{2.8 \text{ m}(15 \text{ m})} = 14.30 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$$

$$Cs \text{ para } Q \text{ mínimo} = \frac{166.82 \text{ l/s}}{2.8 \text{ m}(15 \text{ m})} = 3.97 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$$

Los resultados anteriores indican que para gasto mínimo no se cumple con la carga superficial sugerida que tiene como límite inferior  $9.2 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$ , el funcionamiento de la unidad bajo estas condiciones provocaría que se removieran partículas más pequeñas (materia orgánica) lo cual es inconveniente, por ello se fijará el valor mínimo de carga superficial para el gasto mínimo y se verá que área del canal es necesario disminuir, en función del ancho para tratar de tender el flujo hacia un régimen tipo pistón.

$$9.2 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2 = \frac{166.82 \text{ l/s}}{b \text{ m}(15) \text{ m}}; \text{ de donde } b = 1.20 \text{ m}$$

Tomando  $b = 1.20$  y revisando para gasto máximo se obtiene  $Cs = 33.36 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$ , carga que resulta recomendable; para gasto medio se tendrá una  $Cs = 18.53 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$ . Con estas dimensiones se aseguraría la remoción de casi la totalidad de los tamaños especificados y se garantizará la remoción de la mayor parte, alrededor del 85%, de las partículas de tamaño  $0.21 \text{ mm}$  (malla 65) que era el principal objetivo de la unidad. Por lo tanto, se tendrá que dividir la unidad actual con lo que se podrá utilizar un canal actual para dos trenes de tratamiento.

#### A.5 TANQUE DE CONTACTO DE CLORO

Generalmente se requiere un tiempo de contacto de 15 a 30 minutos para caudales pico. Los tanques de contacto se deben diseñar con mamparas para evitar "cortos circuitos". Se requiere una concentración de por lo menos  $0.15 \text{ mg/l}$  de cloro residual. A continuación se presentan las dosis típicas para la desinfección del agua residual tratada.

TABLA 4.19 Dosis típicas para desinfección de agua residual tratada.

EFLUENTE	DOSIS mg/l
Aguas crudas (precloración)	6 a 25
Sedimentación primaria	5 a 20
Tratamiento de precipitación química	3 a 10
Filtros percoladores	3 a 10
Lodos activados	2 a 8
Filtros de lechos mixtos + lodos activados	1 a 5

FUENTE: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (1994). "Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos".

En el cuadro siguiente se presentan los coliformes remanentes después de un tiempo de contacto con cloro de 30 minutos suponiendo un efluente primario con contenido de coliformes totales de 35 millones/100 ml, y un efluente secundario con contenido de coliformes totales de 1 millón/100 ml. Los valores dados dependen de una buena mezcla, un régimen de flujo altamente turbulento seguido de un flujo pistón en el tanque de contacto.

TABLA 4.20 Coliformes remanentes después de un tiempo de contacto de 30 minutos.

CLORO RESIDUAL mg/l	COLIFORMES TOTALES REMANENTES NMP/100 ml	
	Efluente Primario	Efluente Secundario
0.5 a 1.5	24 000 a 400 000	1 000 a 12 000
1.5 a 2.5	6 000 a 24 000	200 a 1 000
2.5 a 3.5	2 000 a 6 000	60 a 200
3.5 a 4.5	1 000 a 2 000	30 a 60

FUENTE: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (1994). "Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos".

Como se mencionó en el Capítulo III, el tanque de contacto de cloro actual está dividido en 13 canales, formando un recorrido total de 130 m por donde circula el agua. Estos canales tienen una profundidad total de 2.78 m y un ancho de 1.36 m, el agua ingresa a la mitad de la altura del primer canal; el tirante del agua dentro de los canales queda determinado por el gasto ingresado, éste genera una carga sobre el vertedor de pared gruesa que se encuentra al final de la serie de canales y que forma parte del medidor Parshall. Enseguida se calcularán dichos tirantes para el gasto total de los dos trenes de tratamiento (667.28 lps para gasto medio), y se determinará si los parámetros de diseño se cumplen.

El vertedor de pared gruesa que se encuentra al final del tanque de contacto de cloro tiene las siguientes dimensiones:  $b = 1.85$  m, ancho de cresta 0.10 m, tipo de descarga libre, forma rectangular y sin contracciones laterales. Con estos datos se calculará la carga sobre el vertedor para el gasto supuesto. Suponiendo que la relación  $e/h$  sea menor a 0.67 (espesor de la cresta/carga sobre vertedor), el funcionamiento será idéntico al del vertedor de pared delgada entonces, la ecuación de gasto para este tipo de vertedores es:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu b h^{3/2} \quad \text{Ecuación 4.18}$$

donde:  $Q$  = Gasto en  $m^3/\text{seg}$   
 $\mu$  = Coeficiente de gasto  
 $b$  = Ancho de cresta del vertedor  
 $h$  = Carga sobre el vertedor

Utilizando la fórmula de Rehbock para el cálculo de  $\mu$  por ser la que mejor se ajusta a las condiciones del vertedor, se tiene:

$$\mu = \left[ 0.6035 + 0.0813 \left( \frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left[ 1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2}$$

Suponiendo  $h = 0.60$  m, con  $w$  (profundidad medida desde la cresta hasta el fondo de los canales) = 1.94 m se tiene  $\mu = 0.6294$ , calculando la carga con este valor, se tiene:

$$0.6673 = \frac{2}{3} \sqrt{2(9.81)} (0.6294)(1.85) h^{3/2} \quad \text{despejando } h; \quad h = 0.3352 \text{ m}$$

Corrigiendo valores, se tiene  $\mu = 0.6206$  y con este valor  $h = 0.338$  m, se comprueba que  $e/h < 0.67$ , por lo tanto el tirante que se presenta al final del tanque de contacto de cloro es  $w + h = 2.28$  m.

Calculando ahora las pérdidas por fricción y por vueltas a lo largo de los canales para determinar el tirante al inicio del tanque, la velocidad en el canal será  $V = Q/A = 0.6673/2.28 \times 1.36 = 0.2152$  m/s aproximadamente, utilizando la ecuación de Manning se tiene:

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} Sf^{1/2} \quad \text{de donde} \quad Sf = \left( \frac{V \cdot n}{Rh^{2/3}} \right)^2$$

El radio hidráulico se obtiene de la división  $A_m/P_m$ , para este caso  $A_m = 2.28 \times 1.36 = 3.10$  m<sup>2</sup>; el  $P_m = 1.36 + 2 \times 2.28 = 5.92$  m, por tanto el Radio hidráulico vale 0.5237 m, sustituyendo en la fórmula con  $n = 0.13$  (concreto), se tiene  $Sf = 0.000018537$ , calculada a lo largo de la longitud 130m se tiene  $hf = 0.0024$  m; la pérdida por vuelta se estima en  $3.5 \times V^2/2g$ , que equivale a: 0.00823 m, se tienen 13 vueltas, entonces  $h_v = 0.1073$  m por lo tanto la pérdida total será  $h_t = 0.11$  m.

Se puede realizar un ajuste a los cálculos, para efecto de esta revisión con estos datos será suficiente, se supondrá un tirante promedio en los canales de  $2.28 + (0.11/2) = 2.335$  m, el volumen dentro del tanque es  $2.335 \times 1.36 \times 130 = 412.82$  m<sup>3</sup>, finalmente el tiempo de retención hidráulico será:

$$Tr = \frac{V \text{ m}^3}{Q \text{ m}^3/\text{seg}} = \frac{412.82 \text{ m}^3}{0.6673 \text{ m}^3/\text{seg}} = 618.67 \text{ seg} = 10.31 \text{ minutos}$$

Para el gasto supuesto no se cumple con el tiempo de retención recomendado que generalmente se selecciona como 30 minutos para cubrir cualquier desperfecto en la operación de los procesos. Se puede concluir que esta unidad requerirá una ampliación, la cual se proyectará una vez definido el gasto máximo a tratar en el sitio actual de la planta.

#### A.5.1 CÁLCULO DE LA CANTIDAD DE CLORO NECESARIA PARA EL GASTO SUPUESTO

El equipo existente es el siguiente: una microcriba marca Sprout – Bander, Inc., cuya función es limpiar el agua proveniente del efluente de los sedimentadores para su manejo con las bombas de ayuda; dos cloradores tipo V – Notch, equipados con rotámetros con capacidad para 25 a 250 kg/día; dos bombas de ayuda marca Setinel, equipadas con motores trifásicos de 2 HP.

Enseguida se calcula la capacidad necesaria del rotámetro para el caudal medio de 667 lps y dosis máxima de cloro requerida según la Tabla 4.21 de 10 mg/l (cubriendo cualquier alternativa de tratamiento secundario).

$$Cl_2/\text{día} = \frac{\text{dosis g/m}^3 (Q \text{ máx m}^3/\text{día})}{1000 \text{ g/kg}} = \frac{10 \text{ g/m}^3 (1.2011 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s})}{1000 \text{ g/kg}} = 1037.75 \text{ kg/día}$$

Cantidad que no se cubre con la capacidad del equipo actual, se requerirá aumentar el número de cloradores o cambiarlos por otros de mayor capacidad. Para gasto medio el consumo por día sería de 576.53 kg./día, que tampoco se cubre con el equipo actual, la ampliación necesaria se calculará una vez obtenido el gasto máximo a tratar.

Finalmente se calculará el volumen de almacenamiento necesario según el consumo por día para gasto medio. Se pide un almacenamiento en planta de 30 días (según CNA) para contar con suficiente reserva de gas cloro por tanto:  $30 \times 576.53 = 17\,295.9$  kg/mes, transformado para cilindros con capacidad de 908 Kg, se tiene que se requieren 19 cilindros, actualmente se cuenta con 8, si se cuenta en la zona con un suministro de gas cloro asegurado se puede pensar en alternar el uso de dichos cilindros existentes.

### CONCLUSIONES DEL ANÁLISIS FUNCIONAL

Al completar el análisis funcional de las unidades de tratamiento existentes se puede deducir que el aprovechamiento máximo que se le puede dar a dichas unidades queda definido en función de los sedimentadores primarios, por ser éstos, las unidades que marcan el inicio de la línea de lodos y por otro lado, los que representan mayor costo en caso de modificación, a diferencia de otras unidades como pretratamiento o desinfección. Con base en ello se obtuvieron los siguientes gastos mínimo, medio y máximo que se podrán tratar por tren de tratamiento.

Q MÍNIMO lps	Q MEDIO lps	Q MÁXIMO lps
166.82	333.64	600.55

Por otra parte, se observó basándose en el análisis funcional con dichos gastos las siguientes situaciones:

- ♦ El tratamiento primario no es suficiente para alcanzar los límites máximos permisibles que marca la NOM-001-ECOL-1996, requiriéndose en consecuencia la implementación de un tratamiento secundario. Por ser el inicio del análisis, el funcionamiento del tratamiento primario se considera aceptable para los gastos antes mencionados. Las eficiencias de remoción se suponen en un 50% para SST y un 25% para DBO<sub>5</sub>.
- ♦ Además de lo anterior, se observa que el gasto medio calculado representa casi la mitad del caudal medio que actualmente ingresa a la planta, por lo que se concluye que la planta debería estar obteniendo mejores resultados de operación.
- ♦ En lo concerniente a los espesadores de lodos se revisará su funcionamiento una vez que se haya establecido el tipo de tratamiento secundario a implementar.
- ♦ El digestor de lodos puede tratar los lodos producidos por los dos trenes de tratamiento existentes, sus parámetros se tendrán que revisar nuevamente una vez que se elija el tratamiento secundario.
- ♦ Los filtros banda también tienen capacidad sobrada por lo que se prevé que no se requieran ampliaciones en estos equipos, únicamente mantenimiento correctivo para asegurar su funcionamiento ya que hasta el momento no han funcionado por diversas causas.
- ♦ Los canales desarenadores, por su configuración y los tirantes máximos que pueden manejar, requerirían ser divididos para que se tenga una buena operación, funcionando con el gasto medio mencionado anteriormente. Además, se necesitará modificar los vertedores proporcionales ya que no cumplen con la geometría requerida así como el implemento de un muro quietador en el influente de la unidad para contribuir a la disminución de la turbulencia en los canales.
- ♦ Finalmente, el tanque de contacto de cloro no tiene el volumen suficiente para proporcionar al agua tratada un tiempo de retención mínimo de 30 minutos por lo que requerirá de una ampliación; por otra parte, los equipos existentes en la caseta de cloración tampoco tienen la capacidad suficiente.

Con base en los resultados obtenidos y la disponibilidad de terreno se tratará de ubicar, en este sitio, tres trenes de tratamiento con capacidad cada uno para tratar un gasto medio de 333.64 lps, contando con un nivel de tratamiento secundario y desinfección para la línea de agua (ya que con el tratamiento primario actual no se cumple con los límites máximos establecidos) y, espesamiento, digestión y deshidratación con filtros banda para la línea de lodos; teniéndose en operación los tres trenes de tratamiento, con ello se logrará aumentar la capacidad de la planta de 540 lps a 1 000 lps para gasto medio, sin embargo, se carecerá de flexibilidad en la operación. Se deberá buscar ampliar de alguna manera el área de la planta para incluir un cuarto tren de tratamiento y contar con la flexibilidad en la operación requerida.

Por otra parte, con este arreglo se prevé que se requieran ampliaciones en el pretratamiento, en el tanque de contacto de cloro y en el equipo de cloración. Como ya se mencionó, debido al acomodo actual, también se advierte que se necesitará reubicar algunas instalaciones menores, como cárcamo de distribución y líneas de conducción.

Finalmente, para el tratamiento secundario se plantearán 3 alternativas de tipo biológico que remuevan los contaminantes presentes en el agua residual para cumplir con los límites máximos permisibles (55% para SST y 87% para DBO según los resultados en el efluente del sedimentador primario) dichas alternativas se presentan en el siguiente capítulo.

#### Bibliografía del Capítulo 4

- César Valdez, Enrique. (1994). "Abastecimiento de Agua Potable". Facultad de Ingeniería, UNAM, D. F., México.
- Facultad de Ingeniería. (1994). "Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana". Departamento de Hidráulica; División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica; UNAM.
- Fair Maskew, Gordon. (1984). "Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales Tomos 1 y 2". Editorial Limusa, S. A., Noriega, D. F., México.
- Heras Herrera, Enrique. (1969). "Lagunas de estabilización para el tratamiento de las aguas negras de la Cd. de Mexicali, Baja California". Tesis Profesional para obtener el título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. Nayarit, Resultados Definitivos. "Censos Generales de Población y Vivienda, 1930, 1940, 1950, 1960, 1970, 1980 y 1990".
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. Nayarit, Resultados Definitivos. "Censo de Población y Vivienda, 1995".
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (1994). "Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos". Libro II. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Gerencia de Normas Técnicas. D. F., México.
- Maldonado Hernández, José. (1994). "Alternativas para el tratamiento de las aguas residuales de San Martín Texmelucan, Puebla". Tesis Profesional para obtener el título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Metcalf & Eddy. (1985) (1996). "Ingeniería de aguas residuales: tratamiento, vertido y reutilización, Tomo 1 y 2". Mc Graw Hill Publishing Co. USA.
- Ramalho, R.S. (1993). "Tratamiento de aguas residuales". Editorial Reverté, S.A., Barcelona, España.
- SIAPA. Municipio de Tepic, Nayarit. (1992). "Proyecto de agua potable y alcantarillado para la ciudad de Tepic, Nayarit".
- SIAPA. Municipio de Tepic, Nayarit. (1996, 1997, 1998). "Datos de operación de la planta de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Tepic, Nayarit".
- Sotelo Ávila, Gilberto. (1996). "Hidráulica General Volumen 1". Fundamentos, Editorial Limusa, D.F., México.
- Sotelo Ávila, Gilberto. (1997). "Hidráulica II". Departamento de Hidráulica, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM.

# CAPÍTULO 5

## *Selección del Proceso de Tratamiento*

---

En el presente capítulo se realiza la selección del proceso de tratamiento secundario a utilizar, para ello, se procede primero a elaborar el dimensionamiento de las unidades del tratamiento secundario con las diferentes alternativas para verificar su acomodo en el terreno disponible y evaluar la conveniencia de su implementación.

Dicho predimensionamiento es al nivel de anteproyecto, por tal motivo, el valor de los coeficientes y datos empleados en su mayoría se toman de recomendaciones emitidas por CNA y Metcalf & Eddy, entre otros. Se considera que no se cometen errores al utilizar estas recomendaciones ya que, en esta etapa sólo se busca revisar el acomodo de las unidades en el terreno sin dejar de lado, claro está, el cumplimiento de las eficiencias requeridas.

Enseguida del dimensionamiento se establece el análisis económico, así como el análisis de los atributos de cada alternativa para finalmente seleccionar la que reúna las mejores condiciones para su implementación en este sitio.

### 5.1 DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

De acuerdo con la calidad del agua residual y la remoción de los contaminantes presentes, para cumplir con los límites máximos establecidos, además de los factores mencionados al inicio del capítulo 4, se podrá llevar a cabo la utilización de alguno de los procesos biológicos, de medio fijo o suspendido, que técnica y económicamente sea factible de usar en este sitio para complementar el sistema de tratamiento.

Las alternativas se basan principalmente en utilizar al máximo las unidades existentes ya que, según la evaluación funcional, pueden trabajar correctamente con una rehabilitación. A continuación se describen algunas de las alternativas que se tienen para completar el nivel de tratamiento.

#### 5.1.1 SISTEMAS AEROBIOS DE BIOMASA EN SUSPENSIÓN

Los principales procesos de tratamiento biológico de cultivo en suspensión empleados para la eliminación de la materia orgánica carbonosa son: (1) el proceso de lodos activados; (2) las lagunas aireadas; (3) el reactor de flujo discontinuo secuencial, y (4) el proceso de digestión aerobia. De todos ellos el proceso de lodos activados es, con mucho, el más empleado en el tratamiento secundario de las aguas residuales municipales, (Metcalf & Eddy, 1996).

El tratamiento secundario, o proceso biológico, busca eliminar los sólidos en suspensión y los compuestos orgánicos biodegradables al combinar diversas operaciones y procesos unitarios. Este nivel de tratamiento depende principalmente de los microorganismos para la estabilización de los sólidos orgánicos en sólidos inorgánicos.

#### *LODOS ACTIVADOS*

Este proceso fue desarrollado en Inglaterra en 1914 por Ardern y Lockett y su nombre proviene de la producción de una masa activada de microorganismos capaz de estabilizar un residuo por vía aerobia.

El proceso de lodos activados tiene como objetivo la remoción de la materia orgánica en términos de DBO de las aguas residuales. La remoción de DBO se logra por conversión biológica en presencia de oxígeno molecular, por microorganismos que transforman la materia orgánica en CO<sub>2</sub> y H<sub>2</sub>O y en nuevas células de microorganismos. Posteriormente, los microorganismos formados se separan por sedimentación (sedimentador secundario), una parte

son recirculados para controlar la masa activa y su tiempo de retención celular, la producción en exceso se remueve. La combinación de microorganismos y agua residual se conoce como lodo activado.

El oxígeno requerido para el funcionamiento del proceso se suministra por medio de aeradores mecánicos o por medio de difusores. Se han desarrollado un gran número de variantes de lodos activados con la finalidad de mejorar el tratamiento, disminuir los costos y producir un lodo más estable, a continuación se describen algunas de ellas.

TABLA 5.1 Descripción de las principales variantes del proceso de lodos activados.

Variante	Descripción
Convencional	El proceso es una aplicación del régimen de flujo de un reactor de flujo completamente mezclado. El agua residual proveniente del sedimentador primario y el lodo activado recirculado se introducen, normalmente, en varios puntos del tanque de aireación. La carga orgánica y la demanda de oxígeno son uniformes en todo el tanque.
Alta tasa	El proceso de alta tasa de lodos activados es una variante del proceso convencional de lodos activados, consiste en el empleo de: <ol style="list-style-type: none"> <li>Bajos tiempos de retención hidráulica</li> <li>Altas concentraciones de lodos activados en el reactor</li> <li>Bajos valores de la edad de lodos y</li> <li>Altas concentraciones F/M (carga orgánica)</li> </ol> El resultado de esta variante es un proceso más económico que el proceso convencional, pero con menores eficiencias en la remoción de DBO. La variante de lodos activados con alta tasa es muy empleada cuando los requerimientos de calidad del efluente no son muy estrictos o bien como un pretratamiento de aguas con altas concentraciones de contaminantes, antes de algún proceso secundario convencional. Debido a sus bajos tiempos de retención hidráulica, el proceso de alta tasa es muy sensible a fluctuaciones en el caudal de aguas residuales. Otro problema frecuente en el proceso de alta tasa es una pobre sedimentabilidad de los lodos biológicos.
Aeración extendida	El proceso de aeración extendida es una variante del proceso convencional de lodos activados consiste en el empleo de: <ol style="list-style-type: none"> <li>Altos tiempos de retención hidráulica</li> <li>Altas concentraciones de lodos activados en el reactor</li> <li>Altos valores de la edad de los lodos</li> <li>Bajas relaciones F/M (alimento / microorganismo)</li> </ol> Bajo estas condiciones, el proceso biológico opera en la fase de respiración endógena con mineralización, casi completa, de los lodos biológicos. Debido al alto tiempo de retención hidráulico empleado y alta concentración de lodos en el reactor, el proceso soporta fácilmente fluctuaciones tanto en la carga hidráulica como en la carga orgánica. La aplicabilidad de este proceso se limita, generalmente, a plantas pequeñas (para gastos menores de 25 l/s), pues en plantas grandes sus costos iniciales y sus altos costos de operación no le permiten competir favorablemente con otras alternativas de tratamiento biológico.
Zanjas de oxidación	Una zanja de oxidación es un proceso de tratamiento biológico de lodos activados operando como un proceso de aireación extendida. La unidad consiste de un canal en forma de circuito cerrado con aeradores mecánicos localizados en uno o varios puntos de la zanja. El efluente de un pretratamiento, comúnmente cribado, trituración o desarenación, entra a la zanja, es aireado por cepillos horizontales, o aeradores tipo disco diseñados especialmente para zanjas de oxidación y circula a lo largo del canal a una velocidad aproximada de 0.3 a 0.6 m/s. Los aeradores crean una mezcla y provocan la circulación del agua en la zanja, así como una transferencia de oxígeno suficiente. La mezcla en el canal es uniforme, pero pueden existir zonas de baja concentración de oxígeno disuelto. Los aeradores operan en un ámbito de 60 a 110 RPM y proporcionan velocidad suficiente para mantener los sólidos en suspensión. En este proceso puede ocurrir un alto grado de nitrificación, sin ninguna modificación del sistema en especial. La razón de lo anterior se debe a los altos tiempos de retención de los sólidos utilizados (10 a 50 días). El efluente de las zanjas de oxidación se alimenta a los sedimentadores secundarios. El proceso de zanjas de oxidación se aplica a cualquier situación donde sea apropiado un tratamiento de lodos activados (convencional o aireación extendida). El costo del proceso de tratamiento es generalmente menor a otros procesos biológicos para un ámbito de caudales entre 4 y 450 lps.

FUENTE: Adaptado de Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos, CNA, 1994.



**LAGUNAS AIREADAS**

Las lagunas aireadas se desarrollaron a partir de estanques de estabilización facultativos en los que se instalaron aireadores de superficie para eliminar los olores que se producían al estar sometidas a sobrecargas orgánicas.

El proceso de lagunas aireadas es una variante del proceso de lodos activados convencional, con la diferencia significativa de que normalmente no se emplea recirculación de lodos. Esta diferencia trae las siguientes consecuencias.

- a) Una baja concentración de biomasa en el reactor
- b) Altos tiempos de retención necesarios para obtener eficiencias comparables a las del proceso de lodos activados convencional (tiempos de retención de 2 a 7 días)
- c) Grandes volúmenes de los reactores por lo que resulta más económico construirlos en forma de lagunas con bordos de tierra.

Físicamente las lagunas aireadas son similares a las lagunas de estabilización, con una importante diferencia, que el oxígeno necesario para conservar el proceso de oxidación biológica es suministrado mecánicamente.

**REACTOR DISCONTINUO SECUENCIAL**

Un reactor discontinuo secuencial (SBR) es un sistema de tratamiento de lodos activados cuyo funcionamiento se basa en la secuencia de ciclos de llenado y vaciado. Los procesos unitarios son idénticos a los de un proceso convencional de lodos activados. En ambos sistemas intervienen la aireación y la sedimentación (clarificación). No obstante, existe entre ambos una importante diferencia. En las plantas convencionales, los procesos se llevan a cabo simultáneamente en tanques separados, mientras que en los SBR, los procesos tienen lugar secuencialmente en el mismo tanque. (Metcalf & Eddy, 1996)

Todos los sistemas SBR tienen, en común, cinco etapas que tienen lugar en forma secuencial: (1) llenado; (2) reacción (aireación); (3) sedimentación (clarificación); (4) extracción (vaciado por decantación), y (5) fase inactiva.

**TABLA 5.2 Descripción de las diferentes fases de funcionamiento de un reactor discontinuo secuencial**

Fase de funcionamiento	Descripción
Llenado	El objetivo de esta fase es la adición de sustrato (agua residual cruda o efluente primario) al reactor. Esta fase permite que el nivel del líquido en el depósito ascienda desde cerca del 25 por 100 de la capacidad (al final de la fase inactiva) hasta el 100 por 100 de su capacidad. Este proceso suele llevar aproximadamente el 25 por 100 de la duración total del ciclo.
Reacción	El propósito de esta fase es que se completen las reacciones de oxidación del material orgánico iniciadas durante la fase de llenado. Suele ocupar el 35 por 100 de la duración total del ciclo.
Sedimentación	El objetivo de esta fase es permitir la separación de sólidos, para conseguir un sobrenadante clarificado como efluente. En un reactor de este tipo, este proceso es mucho más eficiente que en un reactor de flujo continuo debido a que el contenido del reactor está completamente en reposo.
Vaciado	El propósito de la fase de vaciado es la extracción del agua clarificada del reactor. Actualmente se emplean muchos métodos de decantación, siendo los más empleados los vertedores flotantes o ajustables. El tiempo que se dedica al vaciado del reactor puede variar entre el 20 y el 50 por 100 de la duración total del ciclo (entre 15 minutos y 2 horas), siendo 45 minutos una duración típica.
Fase inactiva	El objetivo de la fase inactiva en un sistema de múltiples tanques es permitir que un reactor termine su fase de llenado antes de conectar otra unidad. Puesto que no es una fase necesaria, en algunos casos se omite.

FUENTE: Metcalf & Eddy, 1996, Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización.

## DIGESTIÓN AEROBIA

La digestión aerobia es un método alternativo de tratar los lodos orgánicos producidos en el curso de las diversas operaciones de tratamiento. Los digestores aerobios se pueden emplear para el tratamiento de: (1) únicamente lodos activados o de filtros percoladores; (2) mezclas de lodos activados o de filtros percoladores con lodos primarios, o (3) lodo biológico en exceso de plantas de tratamiento de lodos activados sin sedimentación primaria. Actualmente se suelen emplear dos variantes del proceso de digestión aerobia: el sistema convencional y el sistema con oxígeno puro, aunque también se ha empleado la digestión aerobia termófila.

- ♦ En la digestión aerobia convencional, el lodo se airea durante un largo periodo de tiempo en un tanque abierto, sin calefacción, empleando difusores convencionales o aireadores superficiales. El proceso se puede llevar a cabo de manera continua o discontinua. En plantas de pequeño tamaño se emplea el sistema discontinuo, en el que el lodo se airea y se mezcla completamente durante un largo periodo de tiempo, dejándose sedimentar a continuación en el interior del mismo tanque. En los sistemas continuos, la decantación y concentración del lodo se realiza en un tanque independiente.
- ♦ La digestión con oxígeno de gran pureza es una modificación del proceso de digestión aerobia en el que se sustituye el aire por oxígeno de gran pureza. El lodo que resulta es parecido al lodo que se obtiene en los procesos de digestión aerobia convencionales.
- ♦ La digestión aerobia termófila representa un refinamiento adicional del proceso de digestión aerobia. Este proceso puede permitir conseguir altos rendimientos de eliminación de la fracción biodegradable (superiores al 80 por ciento) en tiempos de retención cortos (3 a 4 días) mediante la acción de bacterias termófilas a temperaturas entre 25 y 50°C superiores a la temperatura ambiente.

Los factores a tener en cuenta en el análisis de los digestores aerobios incluyen el tiempo de retención hidráulica, los criterios de carga del proceso, las necesidades de oxígeno, las necesidades energéticas para el mezclado, las condiciones ambientales y el funcionamiento y operación del proceso.

### 5.1.2 SISTEMAS AEROBIOS DE BIOPELÍCULA

Los procesos de tratamiento aerobios de cultivo fijo se emplean, normalmente, para eliminar la materia orgánica que se encuentra en el agua residual. También se pueden emplear para llevar a cabo el proceso de nitrificación. Los procesos de cultivo fijo incluyen los filtros percoladores, entre ellos los filtros de pretratamiento o desbaste, los reactores biológicos rotativos de contacto (biodiscos) y los reactores de nitrificación de lecho fijo.

#### *FILTROS BIOLÓGICOS (FILTROS PERCOLADORES)*

El primer filtro biológico se puso en funcionamiento en Inglaterra en 1983. El concepto nació de los filtros de contacto, que eran estanques impermeables rellenos con piedra triturada. El filtro percolador moderno consiste en un lecho formado por un medio sumamente permeable al que se adhieren los microorganismos y a través del cual percola el agua residual. El medio filtrante suele estar formado por piedras, o diferentes materiales plásticos de relleno.

Para los filtros con medio filtrante de piedra, el diámetro de las piedras oscila entre 2.5 y 10 cm. La profundidad del lecho varía en cada diseño, pero puede situarse entre 0.9 y 2.5 m, con una profundidad media de 1.8 m. (Metcalf & Eddy) Los filtros de piedra suelen ser circulares, y el agua residual se distribuye por la parte superior del filtro mediante un distribuidor rotatorio.

Los filtros percoladores que emplean lechos de material plástico pueden tener diversas formas, habiéndose construido filtros circulares, cuadrados y de otras formas diversas, con profundidades entre 4 y 12 metros. Se suelen emplear tres tipos de medios filtrantes plásticos: (1) relleno de flujo vertical; (2) relleno de flujo transversal, y (3) otras distribuciones de rellenos a granel.

Los filtros incluyen un sistema de drenaje inferior para recoger el líquido tratado y los sólidos biológicos que se hayan separado del medio. El líquido recogido pasa a un tanque de sedimentación en el que se separan los sólidos del agua residual. En la práctica, se recicla una parte del líquido recogido en el sistema de drenaje inferior o del efluente del tanque de sedimentación, para diluir la concentración del agua residual que entra en el sistema y para mantener la humedad de la película biológica.

La materia orgánica es adsorbida en la película biológica, en cuyas capas extremas (0.1 a 0.2 mm) se degrada bajo la acción de los microorganismos aerobios. Cuando los microorganismos crecen aumenta el espesor de la película y el oxígeno se consume antes de que pueda penetrar en todo el espesor de la misma. Por lo tanto, en la proximidad de la superficie del medio, se crea un ambiente anaerobio; sin embargo, es la falta de alimento lo que provoca que los microorganismos situados cerca de la superficie del medio filtrante se hallen en la fase de crecimiento endógena, en la que pierden la capacidad de adherirse a la superficie del medio. En estas condiciones, el líquido arrastra la película a su paso por el medio y se inicia el crecimiento de una nueva capa biológica. Este fenómeno de pérdida de la película biológica, conocido como arrastre, es básicamente función de la carga hidráulica y orgánica del filtro. La carga hidráulica origina las velocidades de arrastre, y la carga orgánica influye en la velocidad de metabolismo en la capa biológica.

Los principales factores que hay que tener en cuenta a la hora de predecir el funcionamiento de los filtros percoladores son las cargas orgánicas e hidráulica, y el grado de tratamiento necesario. Otro factor que hay que tener en cuenta es el de la recirculación, la aplicación de la recirculación en filtros de medios sintéticos tiene una concepción diferente a la de los filtros de piedra. Los medios sintéticos típicos necesitan un caudal específico de riego (caudal por unidad de área) más alto para favorecer el desarrollo de la capa biológica a lo largo de la profundidad del filtro. Por lo tanto, es necesario recircular para mantener el grado de mojado necesario para cada medio determinado.

### *FILTROS DE DESBASTE*

Los filtros de desbaste son filtros percoladores especialmente diseñados para trabajar con cargas hidráulicas elevadas. Los filtros de desbaste se usan, principalmente, para reducir la carga orgánica aplicada a los procesos posteriores.

Aunque los primeros filtros consistían en instalaciones poco profundas, con medios filtrantes formados por piedras, la tendencia actual apunta hacia el uso de medios sintéticos con profundidades entre 3.7 y 12 m. Al igual que los demás procesos biológicos, el funcionamiento de este tipo de filtros depende de la temperatura.

Los filtros de desbaste se suelen emplear con cargas hidráulicas elevadas, por lo que necesitan altas tasas de recirculación. El hecho de que las cargas hidráulicas sean tan elevadas, hace que el fenómeno de arrastre de la capa biológica se produzca, casi, en forma continua. Si se emplea un efluente no sedimentado para la recirculación, los sólidos biológicos presentes en el caudal de recirculación pueden contribuir a la eliminación de materia orgánica como si se tratara de un sistema de cultivo en suspensión.

Los filtros de desbaste se suelen proyectar basándose en factores de carga desarrollados en estudios en planta piloto, y a partir de datos deducidos de instalaciones a escala industrial.

### *DISCOS BIOLÓGICOS*

Un reactor biológico rotativo de contacto consiste en una serie de discos circulares de poliestireno, o cloruro de polivinilo, situados sobre un eje, a corta distancia unos de otros. Los discos están parcialmente sumergidos en el agua residual y giran lentamente en el seno de la misma. En el funcionamiento de un sistema de este tipo, los crecimientos biológicos se adhieren a las superficies de los discos, hasta formar una película biológica sobre la superficie mojada de los mismos. La rotación de los discos pone la biomasa en contacto, de forma alternativa, con la materia orgánica

presente en el agua residual y con la atmósfera, para la adsorción de oxígeno. La rotación del disco induce la transferencia de oxígeno y mantiene la biomasa en condiciones aerobias. La rotación también es el mecanismo de eliminación del exceso de sólidos en los discos por medio de los esfuerzos cortantes que origina y sirve para mantener en suspensión los sólidos arrastrados, de modo que puedan ser transportados desde el reactor hasta el clarificador. Los biodiscos se utilizan como tratamiento secundario, y, también, se pueden emplear para la nitrificación y desnitrificación estacionales o permanentes.

En la actualidad estos sistemas usan discos o secciones de discos de plástico de alta densidad de 1 a 1.5 mm de espesor. Los biodiscos correctamente dimensionados constituyen sistemas muy fiables debido a la gran cantidad de biomasa presente (relación de funcionamiento F/M baja). Este hecho también les permite resistir mejor las sobrecargas hidráulicas y orgánicas. La disposición por etapas en serie de este sistema de flujo en pistón elimina los cortocircuitos y amortigua las sobrecargas.

## 5.2 SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

Como se mencionó en el capítulo anterior, para realizar la selección del proceso de tratamiento, en este caso el tratamiento secundario, es necesario considerar primeramente la calidad de las aguas residuales a tratar y la normatividad a cumplir, esto define la remoción requerida en el sistema de tratamiento. Además se deben tomar en cuenta factores como potencial de aplicación del proceso, capacidad del proceso para asimilar variaciones de gasto, cantidad de subproductos generados (lodos), limitaciones climáticas, necesidades de recursos (químicos, energéticos, humanos, de operación y mantenimiento), complejidad en la operación, confiabilidad del sistema, y disponibilidad de espacio entre otros.

Para este caso los factores que más influyen en la selección del proceso secundario son la disponibilidad de terreno, la disponibilidad de personal calificado (lo que limita la selección a un proceso de operación simple), la cantidad de subproductos generados, así como sus características, y el costo de su implementación (factores prevaletentes debido a la situación explicada en el capítulo 4).

Otros factores como las limitaciones climáticas o el potencial de aplicación no se consideran tan importantes debido a que en la zona se cuenta con un clima estable a lo largo del año y la topografía del terreno permite la implementación de casi cualquier proceso de tratamiento (excepto los que requieren de gran área como los sistemas de lagunaje).

Bajo este panorama se eligieron alternativas de tratamiento del tipo aerobio (menor complejidad en la operación) que cumplieran con un historial de proceso probado, es decir, que se han aplicado de manera exitosa en muchos sitios y por lo tanto se cuenta con la suficiente experiencia tanto en el diseño como en la operación para asegurar buenos resultados. Las alternativas elegidas son:

- A. Filtros biológicos con medio de piedra
- B. Filtros biológicos con medio sintético
- C. Lodos activados convencional

Enseguida se realiza un breve resumen de las ventajas y desventajas que representa la implementación de cada una de las alternativas para el tratamiento secundario en este sitio.

### A. FILTROS BIOLÓGICOS CON MEDIO DE PIEDRA

Esta alternativa considera las unidades existentes (pretratamiento, sedimentación primaria) y complementa el tratamiento mediante un filtro biológico de alta carga, sedimentación secundaria y cárcamo de recirculación, además de la desinfección del efluente con gas cloro. También se incluye el tratamiento de lodos existente para espesar y digerir los lodos primarios y secundarios, así como los filtros banda para deshidratación de los mismos.

**Ventajas:** Altas eficiencias de remoción 75 – 90% de materia orgánica, sólidos en suspensión y microorganismos 95 – 99%, efluentes parcialmente nitrificados, producción de efluentes para reuso agrícola o descarga a cuerpo receptor, tecnología simple, proceso adecuado para zonas rurales o urbanas; adecuado para la topografía del lugar, menores requerimientos de equipo electromecánico, menores requerimientos de energía que en lodos activados, por la poca variabilidad de la temperatura en la zona resulta ser un proceso de alta eficiencia.

**Desventajas:** Altos costos por obra civil, por el gasto y carga orgánica se requiere tener disponibilidad de terreno, mayor escolaridad de operadores, operación compleja, poca flexibilidad de operación para gastos y cargas pico, producción de lodos inestables que requieren digestión y secado, posible producción de moscas y taponamientos. Finalmente, se requiere mayor supervisión durante la construcción ya que el equipo y el medio filtrante son fundamentales para la operación de la planta.

## B. FILTROS BIOLÓGICOS CON MEDIO SINTÉTICO

La alternativa con el proceso de filtros biológicos con medio sintético es similar al de piedra, se adapta con las unidades existentes (pretratamiento, sedimentación primaria), y se complementa con un filtro biológico de alta carga de medio sintético, sedimentación secundaria y cárcamo de recirculación; cabe señalar que la elección de la alternativa con medio sintético se baso en la restricción del área que se tiene en este sitio. También se incluye el tratamiento de lodos existentes para espesar y digerir los lodos primarios y secundarios, los filtros banda para deshidratación de lodos; además de la desinfección del efluente con gas cloro.

**Ventajas.** Altas eficiencias de remoción 75 – 90% de materia orgánica, sólidos en suspensión y microorganismos 95 – 99%; efluentes parcialmente nitrificados, producción de efluentes para reuso agrícola o descarga a cuerpo receptor, tecnología simple, proceso adecuado para zonas rurales o urbanas; adecuado para la topografía del lugar, menores requerimientos de equipo electromecánico, altamente eficiente bajo condiciones de temperatura constante; a diferencia de los filtros de piedra este tipo de filtros requiere menor área de construcción, y menores requerimientos de energía que en el proceso de lodos activados.

**Desventajas.** Altos costos por obra civil, mayor escolaridad de operadores, operación compleja, poca flexibilidad de operación para gastos y cargas pico, producción de lodos inestables que requieren digestión y secado, posible producción de moscas y taponamientos. Finalmente se requiere mayor supervisión durante la construcción ya que el equipo y el medio sintético de empaque bien instalados son fundamentales para el buen funcionamiento y operación de la planta.

## C. Lodos Activados Convencional

Esta alternativa con el proceso de lodos activados, al igual que en los anteriores, utiliza la infraestructura existente y se complementa el tratamiento con un reactor biológico con tiempo de retención entre 8 y 10 hrs, cárcamo de recirculación y sedimentación secundaria.

**Ventajas.** Tiene eficiencia de remoción del 85 – 90% de materia orgánica, eficiencia de remoción de sólidos del 90%, a bajas temperaturas el proceso es flexible, los impactos ambientales son escasos, los requerimientos de área son parecidos a los del filtro biológico con medio de piedra, las unidades de proceso se adecuan al terreno disponible.

**Desventajas.** De acuerdo con las características del proyecto esta alternativa requiere de mayor terreno lo que restringe la posibilidad de ampliación de la planta. El equipo instalado requiere mayor mantenimiento y además consume gran cantidad de energía eléctrica; requiere de personal capacitado para su operación, la producción de lodos es alta y no estabilizados lo que provoca mayor operación y mantenimiento para el manejo y disposición de estos lodos.

Conocidas las características de los procesos así como sus ventajas y desventajas se realiza, a continuación, la selección de la alternativa a utilizar tomando en cuenta los aspectos técnicos y financieros. Para ello se elabora un predimensionamiento de cada proceso para revisar su acomodo en el terreno y finalmente el análisis financiero de las alternativas obteniendo con esto la mejor opción.

### 5.3 DIMENSIONAMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS ELEGIDAS

#### A. DIMENSIONAMIENTO DEL TRATAMIENTO SECUNDARIO A PARTIR DE FILTROS BIOLÓGICOS CON MEDIO DE PIEDRA

Las características de los distintos medios filtrantes así como los parámetros de diseño para los filtros percoladores se resumen en las siguientes tablas:

TABLA 5.3 Características típicas para filtros percoladores.

MEDIO EMPAQUE	DE	TAMAÑO		DENSIDAD APARENTE kg./m <sup>3</sup>	ÁREA ESPECÍFICA		VACIOS %
		mm	pulg.		m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>	pie <sup>2</sup> /pie <sup>3</sup>	
<b>ROCA</b>							
Pequeña		25 – 65	1 – 2 <sup>1/2</sup>	1 250 – 1 450	55 – 70	17 – 21	40 – 50
Mediana		100 – 125	4 – 5	800 – 1 000	40 – 50	12 – 15	50 – 60
<b>PLÁSTICO</b>							
Convencional				30 – 100	80 – 100	24 – 30	94 – 97
Alta Densidad				30 – 100	100 – 195	30 – 70	94 – 97

FUENTE: Adaptado de Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos, CNA, 1994.

TABLA 5.4 Parámetros de diseño para filtros percoladores.

PARÁMETRO	TASA BAJA	TASA MEDIA	TASA ALTA	TASA MUY ALTA	DESBASTE
Medio de empaque	Roca	Roca	Roca o sintético	Sintético	Sintético
Carga hidráulica*					
[gpm/pie <sup>2</sup> ]	0.02 a 0.06	0.06 a 0.16	0.16 a 0.63	0.24 a 1.50	1.00 a 2.90
[l/seg*m <sup>2</sup> ]	0.01 a 0.04	0.04 a 0.11	0.11 a 0.42	0.16 a 1.00	0.70 a 2.00
[m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d]	0.86 a 3.45	3.45 a 9.50	9.50 a 36.28	13.82 a 86.40	60.48 a 172.8
<b>CARGA ORGÁNICA</b>					
[lb/día*1 000 pie <sup>2</sup> ]	5 a 25	15 a 30	25 a 300	Hasta 300	Más de 100
[kg./día*m <sup>2</sup> ]	0.08 a 0.40	0.24 a 0.48	0.04 a 4.80	Hasta 4.80	Más de 1.60
Recirculación	Mínima	Generalmente	Siempre	Generalmente	Generalmente no
Moscas	Si	Variable	Variable	Pocas	Pocas
Descarga lodos	Intermitente	Variable	Continua	Continua	Continua
Profundidad [m]	1.80 a 2.40	1.80 a 2.40	Roca: 0.90 a 2.4 Sintético: hasta 9	Hasta 12	0.9 a 6
Remoción de DBO en %	80 a 85	50 a 70	65 a 80	65 a 85	40 a 65

\* sin incluir recirculación

FUENTE: Adaptado de Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos, CNA, 1994.

### MEMORIA DE CÁLCULO

Enseguida se realiza el diseño de un filtro de torre con medio de piedra, de alta tasa como sistema de tratamiento secundario, la información a utilizar es la siguiente:

- ♦ Caudal medio anual de agua residual producida por la población  $333.64 \text{ m}^3/\text{seg} = 28\,826.5 \text{ m}^3/\text{día}$ .
- ♦  $\text{DBO}_5$  doméstica media anual  $225 \text{ mg/l}$
- ♦ Datos de temperaturas críticas:

Temperaturas bajas sostenidas en el mes de enero para el año más frío:  $17^\circ\text{C}$

Temperaturas bajas sostenidas promedio del año más frío: 20°C

- ♦ DBO<sub>5</sub> exigida en el efluente 30 mg/l
- ♦ Coeficiente de corrección de temperatura 1.035 (Valor típico para filtros percoladores según CNA)
- ♦ Superficie específica del material filtrante 70 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>. (Valor máximo para filtros percoladores con medio de roca pequeña, según Tabla 5.3)

1. Determinar el volumen del medio filtrante necesario durante la temporada de máximos requerimientos.

donde:

Se = Concentración en el efluente al filtro  
 So = Concentración en el influente al filtro  
 k = Constante de velocidad de reacción observada [m/d] (Constante de eliminación de la DBO<sub>5</sub> para filtros percoladores a 20°C = 0.10 m/día como valor representativo, según Metcalf & Eddy)  
 Z = Profundidad del filtro [m]  
 S<sub>a</sub> = Superficie específica del filtro [m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>]  
 A = Superficie de la sección transversal del filtro  
 Q = Caudal aplicado al filtro [m<sup>3</sup>/día]  
 m y n = Constantes empíricas (El valor de los coeficiente m y n se suponen iguales a 1, Típico según Metcalf & Eddy)

$$\frac{Se}{So} = \exp \left[ -KZS_a^m \left( \frac{A}{Q} \right)^n \right]$$

Ecuación 5.1  
Eckenfelder

1.1 Corregir el coeficiente de velocidad de reacción de DBO para las temperaturas sostenidas durante la temporada de máximos requerimientos.

donde:

K<sub>T</sub> = Constante de velocidad de eliminación de DBO<sub>5</sub> para la temperatura predominante  
 K<sub>20</sub> = Constante de velocidad de eliminación de DBO<sub>5</sub> para 20°C  
 θ = Coeficiente de corrección de temperatura  
 T = Temperatura predominante

$$K_T = K_{20} * \theta^{(T-20)}$$

Ecuación 5.2

Para 17°C (Temperatura más fría sostenida, registrada), se tiene:

$$K_{17} = (0.10 \text{ m/día}) (1.035)^{(17-20)} = 0.0902 \text{ m/día}$$

1.2 Calcular el volumen ZA utilizando los datos siguientes, y de acuerdo a la recirculación recomendada por la Comisión Nacional de Agua se tiene:

$$R = 0.004 * So - 0.6 = 0.004(225) - 0.6 = 0.3 = \alpha$$

el gasto total a tratar, de acuerdo con esta relación será:

donde:

Q = Gasto total a tratar en el filtro [m<sup>3</sup>/día]  
 So = DBO del influente después de la sedimentación primaria  
 α = Relación de recirculación [Q<sub>r</sub>/Q]  
 Se = DBO en el efluente sedimentado  
 Si = DBO en el influente aplicado al filtro.

$$QSo + \alpha QSe = (1 + \alpha) QSi$$

Ecuación 5.3

De donde los datos a utilizar son:  $Q = (1 + 0.30) 28826.5 \text{ m}^3/\text{día} = 37474.45 \text{ m}^3/\text{día}$

Se = 30 g/m<sup>3</sup>                      S<sub>a</sub> = 70 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>  
 Si = 225 g/m<sup>3</sup>                      Q = 37 474.45 m<sup>3</sup>/día  
 K = 0.0902 m/día

De la ecuación 1 se despeja ZA:

$$-\ln \frac{S_e}{S_i} = KZSa \left( \frac{A}{Q} \right) \Rightarrow \left( -\ln \frac{30 \text{ g/m}^3}{225 \text{ g/m}^3} \right) = 0.0902 \text{ m/d} (70 \text{ m}^2/\text{m}^3) \frac{ZA}{37474.45 \text{ m}^3/\text{día}}$$

$$ZA = \frac{2.015(37474.45 \text{ m}^3/\text{día})}{0.0902 \text{ m/día}(70 \text{ m}^2/\text{m}^3)} = 11959.30 \text{ m}^3$$

2. Determinación de la superficie y profundidad del filtro. Dado que es posible un número infinito de combinaciones, debería realizarse un análisis de costos. Para efectos de este cálculo se supondrá que el filtro torre funcionará como un filtro de alta carga, de tal forma que la carga hidráulica aplicada se fija en  $40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$  (máxima recomendada para filtros de alta tasa según la Tabla 5.4).

2.1 Superficie del filtro utilizando una carga hidráulica de  $40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ .

$$A = \frac{Q \text{ m}^3/\text{día}}{\text{Carga hidráulica}} = \frac{37474.45 \text{ m}^3/\text{día}}{40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}} = 936.86 \text{ m}^2$$

2.2 Profundidad del filtro con la carga seleccionada.

$$d = \frac{11959.30 \text{ m}^3}{936.86 \text{ m}^2} = 12.76 \text{ m}$$

Valor que por supuesto resulta inaceptable de acuerdo a la topografía predominante en el sitio y las recomendaciones de diseño. Pretendiendo cumplir con ambas restricciones se limitará la altura del filtro a 2.4 metros, por tanto el área será:

$$A = \frac{11959.30 \text{ m}^3}{2.4 \text{ m}} = 4983.04 \text{ m}^2$$

Utilizando dos filtros de 56 m de diámetro por tren de tratamiento se tendría un área de  $4\ 926.00 \text{ m}^2$ .

3. Comprobación de la carga hidráulica:

$$\text{Condiciones más desfavorables con } Q_{\text{med}} \text{ y } T = 17^\circ\text{C}; = \frac{37474.45 \text{ m}^3/\text{día}}{4983 \text{ m}^2} = 7.52 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día} = 0.0870 \text{ l/m}^2 \cdot \text{seg}$$

$$\text{Condiciones más desfavorables con } Q_{\text{máx}} \text{ y } T = 20^\circ\text{C}; = \frac{(1.8)37474.45 \text{ m}^3/\text{día}}{4983 \text{ m}^2} = 13.53 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día} = 0.1566 \text{ l/m}^2 \cdot \text{seg}$$

4. Comprobación de la carga orgánica:

$$\text{Condiciones más desfavorables con } Q_{\text{med}} \text{ y } T = 17^\circ\text{C}; = \frac{37474.45 \text{ m}^3/\text{día}(225 \text{ mg/l})}{11959.3 \text{ m}^3} = 0.705 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$$

$$\text{Condiciones más desfavorables con } Q_{\text{máx}} \text{ y } T = 20^\circ\text{C}; = \frac{1.8 \cdot 37474.45 \text{ m}^3/\text{día}(225 \text{ mg/l})}{11959.3 \text{ m}^3} = 1.26 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$$

Valores que se encuentran dentro del rango recomendado para filtros percoladores de alta carga.

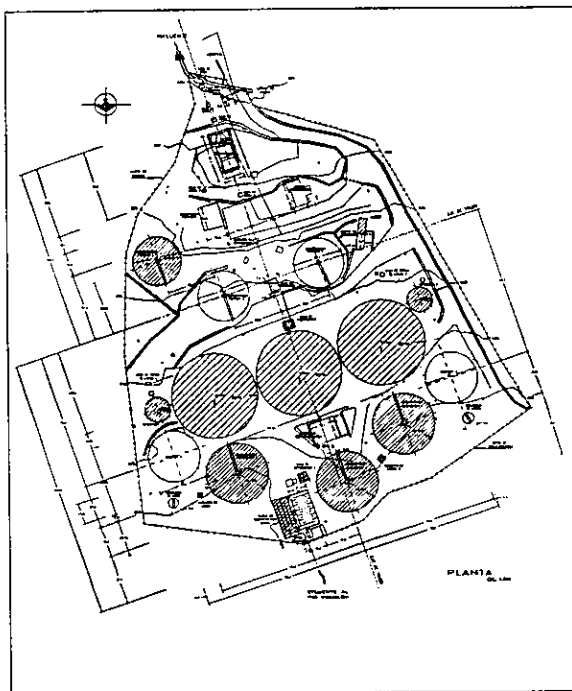


Resumiendo las dimensiones del filtro son:

Diámetro	56.0 m
Profundidad	2.4 m
No. de filtros por tren de tratamiento	2

El acomodo de estas unidades en el terreno es el siguiente.

Figura 5.1 Tratamiento secundario a partir de filtros biológicos con medio de piedra.



## B. DIMENSIONAMIENTO DEL TRATAMIENTO SECUNDARIO A PARTIR DE FILTROS BIOLÓGICOS CON MEDIO SINTÉTICO

Enseguida se realiza el diseño de un filtro de torre de medio plástico, de alta densidad como sistema de tratamiento secundario, la elección del tipo de medio filtrante se realizó en función de la eficiencia necesaria, del terreno disponible y de la topografía predominante en el lugar destinado para las unidades; la información a utilizar es la siguiente:

- Caudal medio anual de agua residual producida por la población  $333.64 \text{ m}^3/\text{seg} * 86400 \text{ seg.} = 28\,826.5 \text{ m}^3/\text{día}$ .
  - $\text{DBO}_5$  doméstica media anual  $225 \text{ mg/l}$
  - Datos de temperaturas críticas:
    - Temperaturas bajas sostenidas en el mes de enero para el año más frío:  $17^\circ\text{C}$
    - Temperaturas bajas sostenidas promedio del año más frío:  $20^\circ\text{C}$
  - $\text{DBO}_5$  exigida en el efluente  $30 \text{ mg/l}$
  - Coeficiente de corrección de temperatura  $1.035$  (Valor típico para filtros percoladores según CNA)
  - Superficie específica del material filtrante  $180 \text{ m}^2/\text{m}^3$ . (Valor típico para filtros percoladores con medio plástico de alta densidad, según Tabla 5.3)
1. Determinar el volumen del medio filtrante necesario durante la temporada de máximos requerimientos.

$$\frac{Se}{So} = \exp \left[ -KZS_0^m \left( \frac{A}{Q} \right)^n \right]$$

donde:

- Se = Concentración en el efluente al filtro
- So = Concentración en el influente al filtro
- k = Constante de velocidad de reacción observada [m/d] (Constante de velocidad de eliminación de la DBO<sub>5</sub> para filtros percoladores a 20°C = 0.10 m/día como valor representativo, Metcalf & Eddy)
- Z = Profundidad del filtro [m]
- Sa = Superficie específica del filtro [m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>]
- A = Superficie de la sección transversal del filtro
- Q = Caudal volumétrico aplicado al filtro [m<sup>3</sup>/día]
- m y n = Constantes empíricas (El valor de los coeficiente m y n se suponen iguales a 1, Típico)

1.1 Corregir el coeficiente de velocidad de reacción de DBO para las temperaturas sostenidas durante la temporada de máximos requerimientos.

$$K_T = K_{20} * \theta^{(T-20)}$$

- donde: K<sub>T</sub> = Constante de velocidad de eliminación de DBO<sub>5</sub> para la temperatura predominante
- K<sub>20</sub> = Constante de velocidad de eliminación de DBO<sub>5</sub> para 20°C
- θ = Coeficiente de corrección de temperatura
- T = Temperatura predominante

Para 17°C (Temperatura más fría sostenida, registrada), se tiene:

$$K_{17} = (0.10 \text{ m/día})(1.035)^{(17-20)} = 0.0902 \text{ m/día}$$

1.2 Calcular el volumen ZA utilizando los datos siguientes, y de acuerdo a la recirculación recomendada por la Comisión Nacional de Agua; se tiene:

$$R = 0.004 * So - 0.6 = 0.004(225) - 0.6 = 0.3 = \alpha$$

el gasto total a tratar, de acuerdo con esta relación:

$$QSo + \alpha QSe = (1 + \alpha) QSi$$

- donde: Q = Gasto total a tratar en el filtro [m<sup>3</sup>/día]
- So = DBO del influente después de la sedimentación primaria
- α = Relación de recirculación [Q<sub>r</sub>/Q]
- Se = DBO en el efluente sedimentado
- Si = DBO en el influente aplicado al filtro.

De donde:

$$Q = (1 + 0.30) 28826.5 \text{ m}^3/\text{día} = 37474.45 \text{ m}^3/\text{día}$$

Se = 30 g/m <sup>3</sup>	Sa = 180 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>
Si = 225 g/m <sup>3</sup>	Q = 37 474.45 m <sup>3</sup> /día
K = 0.0902 m/día	

De la ecuación 1 se despeja ZA:

$$-\ln \frac{Se}{Si} = KZSa \left( \frac{A}{Q} \right) \Rightarrow \left( -\ln \frac{30 \text{ g/m}^3}{225 \text{ g/m}^3} \right) = 0.0902 \text{ m/d} (120 \text{ m}^2/\text{m}^3) \frac{ZA}{37474.45 \text{ m}^3/\text{día}}$$

$$ZA = \frac{2.015(37474.45 \text{ m}^3/\text{día})}{0.0902 \text{ m/día}(180 \text{ m}^2/\text{m}^3)} = 4650.87 \text{ m}^3$$

2. Determinar la superficie y profundidad del filtro. Dado que es posible un número infinito de combinaciones, debe realizarse un análisis de costos. Para efectos de este cálculo, se propone que el filtro torre funcione como un filtro de muy alta carga, de tal forma que la carga aplicada se fija en  $86.4 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$  (máxima recomendada para este tipo de filtros).

2.1 Superficie del filtro utilizando una carga hidráulica de  $86.4 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ .

$$A = \frac{Q \text{ m}^3/\text{día}}{\text{Carga hidráulica}} = \frac{37474.45 \text{ m}^3/\text{día}}{86.4 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}} = 433.73 \text{ m}^2$$

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA

2.2 Profundidad del filtro con la carga seleccionada.

$$d = \frac{4650.87 \text{ m}^3}{433.73 \text{ m}^2} = 10.72 \text{ m}$$

de acuerdo a la topografía predominante en el sitio, y pretendiendo que el flujo del agua se realice por gravedad se limitará tentativamente la altura del filtro a 6 metros, por tanto el área será:

$$A = \frac{4650.87 \text{ m}^3}{6 \text{ m}} = 775.14 \text{ m}^2$$

Utilizando un filtro de 31.5 m de diámetro se tendría un área de  $779.31 \text{ m}^2$ .

3. Comprobación de la carga hidráulica:

$$\text{Condiciones más desfavorables con } Q_{\text{med}} \text{ y } T = 17^\circ\text{C} = \frac{37474.45 \text{ m}^3/\text{día}}{775.14 \text{ m}^2} = 48.34 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día} = 0.5594 \text{ l/m}^2 \cdot \text{seg}$$

$$\text{Condiciones más desfavorables con } Q_{\text{máx}} \text{ y } T = 20^\circ\text{C} = \frac{(1.8)37474.45 \text{ m}^3/\text{día}}{775.14 \text{ m}^2} = 87.02 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día} = 1.00 \text{ l/m}^2 \cdot \text{seg}$$

4. Comprobación de la carga orgánica:

$$\text{Condiciones más desfavorables con } Q_{\text{med}} \text{ y } T = 20^\circ\text{C}; = \frac{37474.45 \text{ m}^3/\text{día}(225 \text{ mg/l})}{4650.87 \text{ m}^3} = 1.81 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$$

$$\text{Condiciones más desfavorables con } Q_{\text{máx}} \text{ y } T = 17^\circ\text{C}; = \frac{1.8 * 37474.45 \text{ m}^3/\text{día}(225 \text{ mg/l})}{4650.87 \text{ m}^3} = 3.26 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{d}$$

Valores que se encuentran dentro del rango recomendado para filtros percoladores de muy alta carga (medio sintético).

Resumiendo las dimensiones del filtro son:

Diámetro	31.5 m
Profundidad	6.0 m

## DISEÑO DEL TANQUE DE SEDIMENTACIÓN SECUNDARIA PARA LAS ALTERNATIVAS DE FILTROS BIOLÓGICOS

Aunque el diseño de los tanques de sedimentación secundaria es similar al de sedimentación primaria, los factores que se deben considerar para estos tanques incluyen: tipo de tanque deseado, carga hidráulica superficial, carga de lodos, velocidad de flujo, localización de los vertedores, carga hidráulica sobre vertedores y recolección de material flotante. Los criterios de diseño recomendables se resumen en el siguiente cuadro.

TABLA 5.5 Características típicas para el proceso de sedimentación secundaria.

TIPO DE TRATAMIENTO	CARGA HIDRÁULICA		CARGA DE SÓLIDOS*		PROFUNDIDAD [pies] [m]
	Media	Pico	Media	Pico	
	[gpd/pie <sup>2</sup> ] [l/seg*m <sup>2</sup> ] [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d]		[lb/día*pie <sup>2</sup> ] [kg./día*m <sup>2</sup> ]		
De filtros percoladores	400 a 600	1 000 a 1 200	-	-	10 a 12
	0.19 a 0.28	0.47 a 0.57	-	-	3.00 a 3.70
	16.41 a 24.19	40.60 a 49.24			
De lodos activados (aire) excepto aeración extendida	400 a 800	1 000 a 1 200	20 a 30	50	12 a 15
	0.19 a 0.38	0.47 a 0.57	98 a 146	244	3.70 a 4.60
	16.41 a 32.83	40.60 a 49.24			
De aeración extendida	200 a 400	800	200 a 400	50	12 a 15
	0.09 a 0.19	0.38 a 0.52	976 a 1 953	244	3.70 a 4.60
	7.77 a 16.41	32.83 a 44.92			
De lodos activados (oxígeno) con sedimentación primaria	400 a 800	1 000 a 1 200	400 a 800	50	12 a 15
	0.19 a 0.38	0.47 a 0.57	1 953 a 3 906	244	3.70 a 4.60
	16.41 a 32.83	40.60 a 49.24			

\* Las cargas de sólidos permisibles son generalmente gobernadas por las características del espesador de lodos, asociadas con la operación en climas fríos.  
FUENTE: Adaptado de Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos, CNA, 1994.

La longitud de las mamparas, a la entrada y salida, no debe de exceder de 3 pies (91 cm) por debajo de la superficie del agua. Otros parámetros tipos de diseño son los siguientes:

TABLA 5.6 Parámetros recomendados para sedimentadores secundarios.

Mampara de salida	Carga hidráulica sobre vertedores	[gpd/pie]	10 000 a 30 000
		[l/seg*m]	1.44 a 4.31
	Velocidad del flujo máxima en la vecindad de vertedores	[pies/hr]	12 a 24
Mampara de entrada		[cm/seg]	0.10 a 0.20
	Diámetro de los baffles en la entrada (por ciento del diámetro del tanque)		15 a 20

FUENTE: Adaptado de Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos, CNA, 1994.

La concentración de lodos en el sedimentador de un sistema de lodos activados varía de 0.50 a 2.00 %, dependiendo de las características de concentración y sedimentación de los lodos. Los sólidos suspendidos en el efluente del sistema varían comúnmente de 20 a 30 mg/l, aunque se ha reportado concentraciones de 11 a 14 mg/l.

$$As = \frac{Q_m}{CH}$$

Ecuación 4.1

donde:  $Q_m$  = Gasto medio  
 $As$  = Área superficial  
 $CH$  = Carga hidráulica superficial promedio

Como ya se mencionó, para el diseño del sedimentador secundario, se toman algunas de las recomendaciones propuestas para los sedimentadores primarios, éstas aparecen en el capítulo cuatro tabla 4.14.

Con base en ello se fija un tiempo de retención de 2.5 h para gasto medio, dando como resultado un volumen de 3002.4 m<sup>3</sup>, enseguida se calcula el área superficial, considerando una carga superficial de 0.28 l/s\*m<sup>2</sup> (obtenida de la tabla anterior).

$$A_s = \frac{0.3336 \text{ m}^3/\text{s}}{0.00028 \text{ m}^3/\text{s} * \text{m}^2} = 1191.42 \text{ m}^2$$

con esta área y el volumen antes calculado se obtiene un tirante requerido de 2.52 m, valor que se encuentra dentro del rango recomendado. El diámetro necesario será de 39 m, con él se obtiene un área de 1194 m<sup>2</sup>.

Revisando ahora para el gasto máximo:

$$Q_{\text{máx}} = 1.8Q_{\text{med}} = 1.8(333.64 \text{ l/s}) = 600.56 \text{ l/s}$$

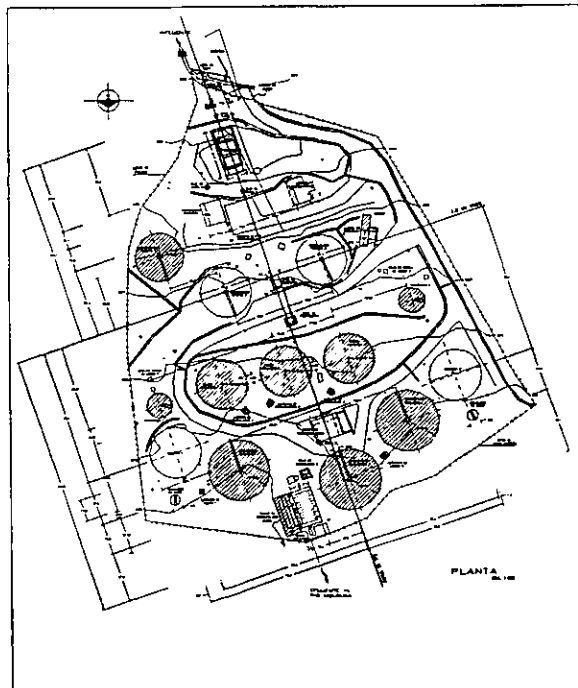
$$CH = \frac{Q_{\text{máx}}}{A_s} = \frac{600.56 \text{ l/s}}{1194.42 \text{ m}^2} = 0.504 \text{ l/s} * \text{m}^2$$

$$tr = \frac{30002.4 \text{ m}^3}{0.6005 \text{ m}^3/\text{s}} = 4999.83 \text{ seg} = 1.38 \text{ hr}$$

Así resulta que la carga hidráulica superficial se encuentra dentro del rango recomendado, el tiempo de retención hidráulica está ligeramente debajo del límite, se considera aceptable el diseño debido a que este gasto máximo se presenta en cortos periodos de tiempo.

El arreglo con esta alternativa en el terreno es el siguiente:

Figura 5.2 Tratamiento secundario a partir de filtros biológicos con medio sintético



### C. DIMENSIONAMIENTO DEL TRATAMIENTO SECUNDARIO A PARTIR DE LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL

En la siguiente tabla se presentan los criterios típicos de diseño para una planta convencional de lodos activados para aguas residuales de origen predominantemente municipal.

TABLA 5.7 Parámetros recomendados para el proceso de lodos activados convencional.

PARÁMETRO	DIMENSIÓN
Carga orgánica volumétrica [kg. DBO/día*m <sup>3</sup> ]	0.40 a 0.80
Carga orgánica volumétrica [lb DBO/día*1000 pie <sup>3</sup> ]	25 a 50
Tiempo de aeración (basado en gasto medio a través del proceso) [h]	4 a 8
Sólidos suspendidos totales en el reactor (SST) [mg/l]	1 500 a 3 500
Relación (F/M) [kg. DBO/kg. SSV*día]	0.25 a 0.50
Requerimientos de aire [m <sup>3</sup> /kg. DBO removida]	44 a 102
Requerimientos de aire [pie <sup>3</sup> /lb DBO removida]	800 a 1 500
Edad de lodos [días]	5 a 10

FUENTE: Adaptado de Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos, CNA, 1994.

La generación de lodos biológicos es función de las características del sustrato, la relación (F/M) y la edad de lodos. Para las condiciones típicas de una planta convencional de aguas residuales municipales la generación media de lodo es la siguiente:

TABLA 5.8 Relación carga orgánica contra Generación de lodos para el proceso de lodos activados convencional.

Carga orgánica [kg. DBO/kg. SSV*día]	Generación de lodos [kg. de lodos/kg. DBO removida]
0.3	0.5
0.5	0.7

Fuente: Adaptado de Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos, CNA, 1994.

### MEMORIA DE CÁLCULO

Para este caso, se selecciona el proceso de lodos activados en su modalidad de mezcla completa para tratar 333.64 lps de agua residual sedimentada que tiene DBO<sub>5</sub> de 225 mg/l. El efluente ha de contener 30 mg/l o menos, de DBO<sub>5</sub>. La temperatura es aproximada a 20°C y se tienen las siguientes condiciones:

- Los sólidos suspendidos volátiles del influente al reactor son despreciables.
- Concentración del lodo de recirculación = 10 000 mg/l de sólidos en suspensión = 8 000 mg/l de sólidos suspendidos volátiles (supuesto de acuerdo a datos de operación de la PTAR Toluca Norte, la cual cuenta con un agua con DBO de 200 mg/l)
- Relación entre los sólidos suspendidos volátiles del líquido mezcla (SSVLM) y los suspendidos del líquido mezcla es 0.80 (típico).
- Sólidos suspendidos volátiles del líquido mezcla (SSVLM) = 3500 mg/l. = 0.80 \* SSTLM totales. (Supuesto de igual forma que la concentración de lodo de recirculación)
- Tiempo de retención celular  $\theta^d_c = 10$  días.
- Régimen hidráulico del reactor = mezcla completa.
- Coeficientes cinéticos,  $Y = 0.65$  kilos de célula/kilos DBO<sub>5</sub> utilizada = 0.06 d<sup>-1</sup>.
- Se estima que el efluente contendrá alrededor de 30 mg/l de sólidos biológicos, de los que un 80 por 100 son volátiles y un 65 por 100 son biodegradables.
- Supóngase que el valor de la DBO<sub>5</sub> puede obtenerse multiplicando el valor de la DBO<sub>L</sub> por el factor 0.68 (correspondiente a un valor de K de 0.1 d<sup>-1</sup> en la ecuación de la DBO).
- El agua residual contiene nitrógeno fósforo y otros nutrientes al nivel de trazas en cantidad suficiente para el crecimiento biológico.
- El caudal máximo sostenido durante un día es 1.8 veces el caudal medio.

1. Estimar la DBO soluble del efluente con la siguiente relación:

$$\text{DBO}_5 \text{ efluente} = \text{DBO}_5 \text{ soluble del efluente que escapa al tratamiento} + \text{DBO}_5 \text{ de los sólidos suspendidos del efluente}$$

- 1.1 Determinar la fracción de los sólidos suspendidos en el efluente. La fracción biodegradable de los Sólidos Totales biológicos es 0.65, si se tienen 30 mg/l entonces:

$$\text{Sólidos totales biodegradables} = 0.65(30) = 19.5 \text{ mg/l}$$

La  $\text{DBO}_t$  última de los sólidos biodegradables en el efluente es, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\text{DBO}_t = 1.42(\text{Masa de células mg/l}) = 1.42(19.5 \text{ mg/l}) = 27.69 \text{ mg/l}$$

Para convertir la  $\text{DBO}_t$  en  $\text{DBO}_5$  se tiene el factor de 0.68, obtenido de la ecuación de la DBO para  $K = 0.1 \text{ d}^{-1}$ , entonces la  $\text{DBO}_5$  en el efluente será:

$$\text{DBO}_5 \text{ de los sólidos suspendidos en el efluente} = 27.69 \text{ mg/l}(0.68) = 18.82 \text{ mg/l}$$

- 1.2 Calcular la  $\text{DBO}_5$  soluble del agua a tratar que escapan al tratamiento mediante la ecuación mencionada en el punto 1

$$\text{DBO}_5 \text{ efluente} = \text{DBO}_5 \text{ soluble} + \text{DBO}_5 \text{ SS}$$

$$30 \text{ mg/l} = \text{DBO}_5 \text{ soluble} + 18.82 \text{ mg/l}$$

$$\text{DBO}_5 \text{ soluble que escapa al tratamiento} = 11.17 \text{ mg/l}$$

2. Determinación de la eficiencia del tratamiento, basada en la  $\text{DBO}_5$  y la eficiencia conjunta del proceso, mediante la siguiente ecuación:

$$E = \left[ \frac{S_0 - S}{S_0} \right] \times 100 \quad \text{Ecuación 5.4}$$

donde:  $E$  = Eficiencia del proceso en %  
 $S_0$  = Concentración del sustrato en el agua a tratar  
 $S$  = Concentración del sustrato en el efluente

- 2.1 La eficiencia basada en la  $\text{DBO}_5$  soluble es:

$$E = \left[ \frac{225 \text{ mg/l} - 11.17 \text{ mg/l}}{225 \text{ mg/l}} \right] = 95\%$$

- 2.2 La eficiencia conjunta del proceso es:

$$E = \left[ \frac{225 \text{ mg/l} - 30 \text{ mg/l}}{225 \text{ mg/l}} \right] = 87\%$$

3. Calcular el volumen del reactor, utilizando la siguiente ecuación (Metcalf & Eddy):

$$V = \frac{\theta_c^d (Q \text{ m}^3/\text{día}) (Y \text{ mg/mg}) (S_0 - S)}{X \text{ mg/l} (1 + k_d * \theta_c^d)}$$

Ecuación 5.5

donde:  $\theta_c^d$  = Tiempo de retención celular en días  
 $Y$  = Coeficiente de rendimiento para lodos activados en  $\text{mg/SSV} * \text{mg/DBO}_5$   
 $X$  = Concentración de SSV en mezcla de lodos activados  
 $k_d$  = Coeficiente cinético para lodos activados en  $\text{d}^{-1}$

Sustituyendo valores se tiene:

$$V = \frac{10 \text{ días}(0.3336 \text{ m}^3/\text{s})(86400 \text{ s})(0.6)(225 \text{ mg/l} - 11.7 \text{ mg/l})}{3500 \text{ mg/l}(1 + 0.06 * 10 \text{ días})} = 6587.09 \text{ m}^3$$

4. Calcular la cantidad de lodo a purgar diariamente:

4.1 Determinar la producción observada con la siguiente ecuación:

$$Y_{\text{obs}} = \frac{Y}{1 + K_d * \theta_c^d} \quad \text{donde: } Y_{\text{obs}} = \text{Producción observada}$$

Ecuación 5.6

Sustituyendo:

$$Y_{\text{obs}} = \frac{0.6}{1 + 0.06 \text{ días}^{-1} * 10 \text{ días}} = 0.375 \text{ g SSV / g DBO}$$

4.2 Determinar la masa de lodo activado volátil purgada por medio de la ecuación siguiente:

$$P_x = Y_{\text{obs}}(Q \text{ m}^3/\text{día})(S_o - S)(1000 \text{ g/kg})^d$$

Ecuación 5.7

donde:  $P_x$  = Peso neto de lodos en exceso producido diariamente expresado en términos de SSV en kg./día  
 $Y_{\text{obs}}$  = Producción observada en g SSV/g DBO  
 $Q, S_o, S$  = Según definición anterior

Sustituyendo:

$$P_x = \frac{0.375 \text{ g SSV/g DBO}(28823 \text{ m}^3/\text{día})(225 \text{ g DBO/m}^3 - 11.7 \text{ g DBO/m}^3)}{1000 \text{ g/kg}} = 2305.5 \text{ kg SSV/día}$$

4.3 Determinar la masa total de lodo basándose en los sólidos suspendidos totales:

$$P_x(\text{SST}) = \frac{2035.5 \text{ kg SSV/día}}{0.8} = 2881.87 \text{ kg SST/día}$$

5. Cálculo de la cantidad de lodo a purgar si la purga se realiza: a) desde el tanque de aeración y b) desde la línea de retorno de lodos; despreciando los sólidos suspendidos perdidos en el efluente, la cantidad a purgar es:

a) Desde el tanque de aeración:

$$\theta_c = \frac{V_r X}{Q_w X + Q_e X_c}$$

Ecuación 5.8

donde:  $\theta_c$  = Tiempo de retención celular  
 $V_r$  = Volumen del reactor  
 $X$  = Concentración de SSVLM  
 $Q_w$  = Gasto purgado  
 $Q_e$  = Gasto del efluente (igual al gasto de entrada)  
 $X_c$  = Concentración de SSVLM del efluente ( $0.8 * 30 = 24 \text{ mg/l}$ )

$$10 = \frac{(6587.09 \text{ m}^3)(3500 \text{ mg/l})}{(Q_w \text{ m}^3/\text{d})(3500 \text{ mg/l}) + (28826.49 \text{ m}^3/\text{d})(24 \text{ mg/l})} \quad \text{de donde } Q_w = 461.04 \text{ m}^3/\text{d}$$

b) Desde la línea de retorno de lodos:



$$10 = \frac{(6587.09 \text{ m}^3)(3500 \text{ mg/l})}{(Q_w \text{ m}^3/\text{d})(8000 \text{ mg/l}) + (28826.49 \text{ m}^3/\text{d})(24 \text{ mg/l})} \quad \text{de donde } Q_w = 201.70 \text{ m}^3/\text{d}$$

6. Calcular la relación de recirculación haciendo un balance de masas respecto al reactor.

- ♦ Concentración de SSV en el reactor = 3 500 mg/l
- ♦ Concentración de SSV en el retorno = 8 000 mg/l

$$3500(Q + Q_r) = 8000(Q_r); \quad \text{de donde: } \frac{Q_r}{Q} = \alpha = 0.78$$

7. Calcular el tiempo de retención hidráulica en el reactor.

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{6587.09 \text{ m}^3}{0.3336 \text{ m}^3/\text{seg}} = 5.48 \text{ horas}$$

8. Calcular el oxígeno necesario basado en la demanda carbonosa última  $\text{DBO}_L$ .

8.1 Calcular la masa de  $\text{DBO}_L$  última del agua residual influente que se convierte en el proceso, suponiendo que la  $\text{DBO}_5$  es igual a  $0.68 * \text{DBO}_L$ .

$$\text{Masa de } \text{DBO}_L \text{ utilizada} = \frac{Q(S_o - S)(1000 \text{ g/kg})^{-1}}{f}$$

sustituyendo se tiene.

$$\text{Masa de } \text{DBO}_L \text{ utilizada} = \frac{28826.5 \text{ m}^3/\text{día}(225 \text{ g/m}^3 - 11.7 \text{ g/m}^3)}{0.68(1000 \text{ g/kg})} = 9042.19 \text{ kg/día}$$

8.2 Calculo del oxígeno necesario.

$$\text{kg O}_2/\text{día} = \text{DBO}_L - 1.42P_x = 9042.19 \text{ kg/día} - 1.42(2305.5 \text{ kg/día}) = 5768.38 \text{ kg/día}$$

9. Comprobar la relación F/M y el factor de carga volumétrica.

9.1 Determinación de la relación F/M con la siguiente ecuación:

$$F/M = \frac{S_o}{\theta X} = \frac{225 \text{ mg/l}}{5.48 \text{ hr}/24 \text{ hr/día}(3500 \text{ mg/l})} = 0.282 \frac{\text{mg DBO}_5 \text{ aplicada}}{\text{mg SSVLM} * \text{d}}$$

9.2 Determinar la carga volumétrica.

$$\text{Carga volumétrica} = \frac{S_o * Q(1000 \text{ g/kg})^{-1}}{V} = \frac{225 \text{ mg/l}(28826.5 \text{ m}^3/\text{día})(1000 \text{ g/kg})^{-1}}{6587.09 \text{ m}^3} = 0.9847 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3$$

10. Calcular el caudal de aire necesario, suponiendo que la eficiencia de la transferencia de oxígeno del equipo de aeración a utilizar es 8%. Debe emplearse un factor de seguridad de 2 para determinar el caudal real de proyecto para el dimensionamiento de los aireadores.

10.1 El aire teóricamente necesario, suponiendo que contiene el 23.2% de oxígeno en peso es:

$$\frac{\text{kg O}_2/\text{día}}{\text{y aire (contenido de O}_2)} = \frac{5768.38 \text{ kg/día}}{1.201 \text{ kg/m}^3 (0.232)} = 20702.5 \text{ m}^3/\text{día}$$

10.2 Determinar el aire necesario realmente:

$$\frac{20702.5 \text{ m}^3/\text{día}}{0.08} = 258781.3 \text{ m}^3/\text{día}$$

11. Comprobar el gasto de aire, utilizando el valor real determinado en el paso anterior.

11.1 Aire necesario por unidad de volumen:

$$\frac{\text{Aire necesario}}{\text{Gasto por día}} = \frac{258781.3 \text{ m}^3/\text{día}}{28826.5 \text{ m}^3/\text{día}} = 8.98 \text{ m}^3/\text{m}^3$$

11.2 Aire necesario por kilogramo de DBO<sub>5</sub> eliminada:

$$\text{Aire necesario} = \frac{258781.3 \text{ m}^3/\text{día}}{(225 \text{ g/m}^3 - 11.7 \text{ g/m}^3)(28826.5 \text{ m}^3/\text{día})(1000 \text{ g/kg})^{-1}} = 42.09 \text{ m}^3/\text{kg de DBO}_5 \text{ eliminada}$$

Como se observa los resultados obtenidos se encuentran dentro de las recomendaciones de diseño, por tanto, las dimensiones finales serán las siguientes:

Volumen	6 600.0 m <sup>3</sup>
Proponiendo una profundidad de	5.5 m
Largo	30.0 m
Ancho	40.0 m

#### DISEÑO DEL TANQUE DE SEDIMENTACIÓN SECUNDARIA PARA LA ALTERNATIVA LODOS ACTIVADOS

El diseño se realiza de la misma forma que para los filtros percoladores. Se fija primero un tiempo de retención de 2.5 h para gasto medio, dando como resultado un volumen de 3002.4 m<sup>3</sup>, enseguida se calcula el área superficial, considerando una carga superficial de 0.38 l/s\*m<sup>2</sup> (obtenida de la tabla anterior).

$$A_s = \frac{0.3336 \text{ m}^3/\text{s}}{0.00038 \text{ m}^3/\text{s} * \text{m}^2} = 877.89 \text{ m}^2$$

Con esta área y el volumen antes calculado se obtiene un tirante requerido de 3.4 m, valor que se encuentra dentro del rango recomendado. El diámetro necesario será de 33.5 m, con él se obtiene un área de 881 m<sup>2</sup>. Revisando ahora para el gasto máximo:

$$Q_{\text{máx}} = 1.8Q_{\text{med}} = 1.8(333.64 \text{ l/s}) = 600.56 \text{ l/s}$$

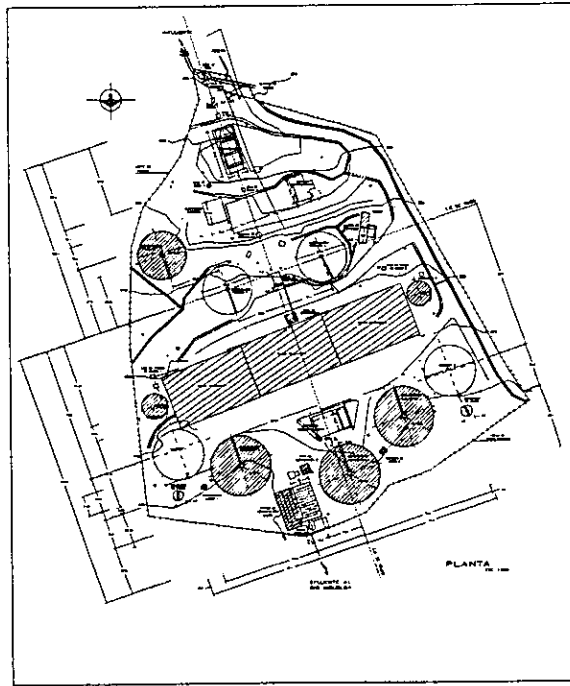
$$CH = \frac{Q_{\text{máx}}}{A_s} = \frac{600.56 \text{ l/s}}{881.41 \text{ m}^2} = 0.68 \text{ l/s} * \text{m}^2$$

$$tr = \frac{3002.4 \text{ m}^3}{0.6005 \text{ m}^3/\text{s}} = 4999.83 \text{ seg} = 1.38 \text{ hr}$$

Así, la carga hidráulica superficial se encuentra dentro del rango recomendado, el tiempo de retención hidráulica se encuentra ligeramente debajo del límite, se considera aceptable el diseño debido a que este gasto máximo se presenta en cortos periodos de tiempo.

El acomodo en el terreno queda como sigue:

Figura 5.3 Tratamiento secundario a partir de lodos activados.



#### 5.4 ANÁLISIS ECONÓMICO

El análisis económico que se presenta a continuación es con un nivel de detalle básico, es decir, tratando de obtener el orden de magnitud de los costos y emplear los datos para la planificación conceptual de las instalaciones. Existen otros dos niveles de estimación de costos, estos son, estimaciones del presupuesto elaboradas basándose en información de concursos, precios de fabricantes o presupuestos máximos; y, estimaciones definitivas, elaboradas a partir de precios detallados sobre planos completos y con las prescripciones pertinentes.

Para este caso se utilizaron datos de construcción y operación de plantas de tratamiento de aguas residuales en el país, amablemente proporcionados por Comisión Nacional del Agua, así como de costos índice promedio de la rehabilitación de las instalaciones existentes, datos proporcionados por una empresa de consultoría privada.

Para la obtención del costo unitario por metro cúbico de agua tratada de cada alternativa se consideraron los costos de inversión (obra civil, equipo, terreno, indirectos), y el costo de la operación y el mantenimiento (energía eléctrica, reactivos, materiales, mano de obra, laboratorios, administrativos); a lo largo de un periodo de vida útil de 20 años con una tasa de interés del 12% anual sobre el monto de la inversión. Este análisis se realizó con la ayuda de un programa de cómputo proporcionado por la Comisión Nacional del Agua. El análisis desglosado de cada alternativa se presenta en el Anexo 4 de esta tesis.

El resumen de los costos unitarios obtenidos en el análisis se presenta a continuación.

**TABLA 5.9** Resumen de costos unitarios de agua tratada  
(considerando únicamente las unidades de ampliación)

Alternativa	Costo unitario \$/m <sup>3</sup>
Filtros biológicos con medio de piedra	0.389
Filtros biológicos con medio sintético	0.416
Lodos activados convencional	0.698

De acuerdo con este análisis la alternativa más económica es la de filtros biológicos con medio de piedra. Es importante señalar que estos costos son estimados para la ampliación y complementación del proceso de tratamiento, por lo que no se consideran los costos de rehabilitación de la infraestructura existente como pretratamiento, sedimentadores primarios, tratamiento de lodos, unidades o edificios auxiliares y terreno; razón por la cual si se comparan los costos obtenidos con un proceso completo que incluya el tratamiento de lodos, resultaría costos más altos que los obtenidos.

Por lo general el tratamiento de lodos y disposición de los mismos incrementa sustancialmente el costo del tratamiento, como en la planta ya existen estas unidades se deberá analizar por separado el costo por operación y mantenimiento.

Para obtener los costos por operación y mantenimiento de la planta completa para 1000 lps, como ya se mencionó, se tendrán que considerar los costos de operación de la infraestructura existente (al igual que la información anterior, este valor fue proporcionado por CNA), para este caso el costo unitario debido a la infraestructura existente es de 0.09 pesos/m<sup>3</sup>, valor que se deberá sumar a cada una de las alternativas de tratamiento para obtener el costo total de tratamiento.

Por lo tanto el costo de operación y mantenimiento por m<sup>3</sup> de agua tratada con una planta de filtros biológicos con medio sintético, por ejemplo, considerando las unidades existentes y las nuevas que se construirán es de 0.496 \$/m<sup>3</sup>.

Una vez obtenidos los resultados de cada alternativa, y con base en el análisis desglosado a lo largo del presente capítulo, se transcribió la información a matrices de atributos y de evaluación técnica para apoyar la selección de la mejor alternativa. La matriz de atributos representa una síntesis de las características que para este caso tienen las diferentes alternativas, en ella se resumen los factores mencionados al inicio del punto 5.2 de éste capítulo cuantitativa y cualitativamente.

**TABLA 5.10** Matriz de atributos de las alternativas de tratamiento.

FACTOR DE EVALUACIÓN	ALTERNATIVA No.1 FILTROS CON MEDIO DE PIEDRA	ALTERNATIVA No.2 FILTROS CON MEDIO SINTÉTICO	ALTERNATIVA No.3 LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL
Capacidad de instalación [lps]	1000	1000	1000
Número de módulos de 333.64 [lps]	3	3	3
Requerimientos de área [m <sup>2</sup> ]	8 640	7 100	7 723
Área disponible [m <sup>2</sup> ]	11 275	11 275	11 275
Eficiencias de remoción [%]	87	87	87
Potencia requerida [hp]	200	200	1060
Consumo de energía eléctrica [\$/año]	364 256	364 256	2 052 518
Resistencia a cargas y gastos pico	No	Sí	Sí
Generación y características de lodos	Medio	Medio	Mayor

TABLA 5.10 (continuación) Matriz de atributos de las alternativas de tratamiento.

Mano de obra [personal requerido]	Medio	Medio	Mayor
Flexibilidad en la operación	No	Sí	Sí
Requerimientos de mantenimiento	Bajo	Bajo	Alto
Complejidad de los procesos	Regular	Regular	Regular
Impacto ambiental	Sí	Sí	Menor
Limitaciones climatológicas	Sí	Sí	No

En la matriz de evaluación técnica se califican los factores presentados en la matriz de atributos, otorgando la puntuación más elevada a la alternativa que presente mayores ventajas. Esta calificación, en algunos casos, se apoya en los cálculos realizados y en la información recabada, y en otros en la experiencia del diseñador. Finalmente se realiza una suma de los valores asignados a cada alternativa, obteniéndose con ello la mejor alternativa de tratamiento.

TABLA 5.11 Matriz de evaluación técnica de las alternativas de tratamiento.

FACTOR DE EVALUACIÓN	ALTERNATIVA No.1 FILTROS CON MEDIO DE PIEDRA	ALTERNATIVA No.2 FILTROS CON MEDIO SINTÉTICO	ALTERNATIVA No.3 LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL
Capacidad de instalación [lps]	9	9	9
Número de módulos de 333.64 [lps]	9	9	9
Requerimientos de área [m <sup>2</sup> ]	7	9	8
Área disponible [m <sup>2</sup> ]	8	9	8
Eficiencias de remoción [%]	9	9	9
Potencia requerida [hp]	9	9	2
Consumo de energía eléctrica [\$/año]	9	9	2
Resistencia a cargas y gastos pico	5	7	9
Generación y características de lodos	7	7	5
Mano de obra [personal requerido]	8	8	5
Flexibilidad en la operación	5	6	8
Requerimientos de mantenimiento	8	8	5
Complejidad de los procesos	6	6	6
Impacto ambiental	5	5	7
Limitaciones climatológicas	6	6	8
SUMA	110	116	100

## 5.5 RESULTADOS

En resumen la alternativa viable desde el punto de vista técnico y económico es la de filtros biológicos de alta carga con medio sintético ya que ofrece las mejores ventajas para complementar el sistema de tratamiento de la planta, ampliar la capacidad hasta 1000 lps, optimizar el área disponible, utilizar la pendiente del terreno, además de cumplir con los límites máximos permisibles para reuso o descarga a cuerpo receptor. En el análisis de evaluación de atributos esta alternativa obtuvo una puntuación de 116 y del económico obtuvo un costo de 0.42 \$/m<sup>3</sup>.

### PROYECTOS DE REHABILITACIÓN

Derivado de la selección de la alternativa de filtros biológicos con medio sintético, se tienen una serie de actividades a realizar para rehabilitar las unidades existentes, buscando manejar un gasto promedio de 1000 lps. Estas actividades en forma general son las que a continuación se enuncian.

- ♦ Desazolve del canal emisor y su protección con losas precoladas.
- ♦ Rehabilitar el pretratamiento en el influente con una mampara de concreto tipo celosía para reducir la carga de velocidad.
- ♦ Sustituir los vertedores proporcionales para las nuevas condiciones del proyecto de ampliación.
- ♦ Construir la nueva interconexión para el nuevo sedimentador primario.
- ♦ Renivelar la columna central del sedimentador primario denominado 3 para la ampliación o rehabilitación.
- ♦ Rehabilitación de la sala de doración.

### PROYECTOS DE AMPLIACIÓN

Como resultado de la alternativa seleccionada se tienen que proyectar algunas unidades de proceso complementarias para tratar un gasto medio de 1000 lps, entre ellas están: 1 sedimentador primario, 3 filtros biológicos con medio sintético similares, 3 sedimentadores secundarios similares, ampliación del tanque de contacto de cloro, ampliación del almacén de cloro, 2 espesadores, 1 caja de distribución a filtros biológicos, 3 cárcamos de recirculación del agua filtrada, 2 cárcamos de lodos secundarios, entre otros.

### Bibliografía del Capítulo 5

- ♦ Facultad de Ingeniería. (1994). "Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana". Departamento de Hidráulica; División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica; UNAM.
- ♦ Fair Maskew, Gordon. (1984). "Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales Tomos 1 y 2". Editorial Limusa, S. A., Noriega, D. F., México.
- ♦ Henry, J. Glynn & Heinke, W. Gary. (1999). "Ingeniería Ambiental". Segunda edición. Editorial Prentice Hall, México.
- ♦ Heras Herrera, Enrique. (1969). "Lagunas de estabilización para el tratamiento de las aguas negras de la Cd. de Mexicali, Baja California". Tesis Profesional para obtener el título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- ♦ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (1994). "Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos". Libro II. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Gerencia de Normas Técnicas. D. F., México.
- ♦ Metcalf & Eddy. (1985) (1996). "Ingeniería de aguas residuales: tratamiento, vertido y reutilización, Tomo 1 y 2". Mc Graw Hill Publishing Co. USA.
- ♦ Ramalho, R.S. (1993). "Tratamiento de aguas residuales". Editorial Reverté, S.A., Barcelona, España.
- ♦ Ramírez González, Antonio. (1996). "Hidráulica aplicada al proyecto de plantas de tratamiento de aguas residuales". Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Ambiental. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- ♦ Rigola Lapeña, Miguel. (1989). "Tratamiento de aguas industriales: Aguas de proceso y residuales". Editorial Marcombo Boixareu, Productica, Barcelona, España.
- ♦ SIAPA. Municipio de Tepic, Nayarit. (1996, 1997, 1998). "Datos de operación de la planta de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Tepic, Nayarit".
- ♦ Sotelo Ávila, Gilberto. (1996). "Hidráulica General Volumen 1". Fundamentos, Editorial Limusa, D.F., México.
- ♦ Sotelo Ávila, Gilberto. (1997). "Hidráulica II". Departamento de Hidráulica, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM.

# CAPÍTULO 6

## *Anteproyecto Funcional e Hidráulico de la Alternativa Seleccionada*

Como se mencionó en los capítulos anteriores, el diseño de una planta de tratamiento comprende dos partes, la primera es el diseño funcional donde se dimensionan las unidades de tratamiento a fin de que se lleve a cabo la depuración del agua residual, así como el tratamiento de los lodos producidos, y obtener con ello un efluente con calidad adecuada, la segunda corresponde al diseño hidráulico en donde se definen las estructuras que alimentan y distribuyen el flujo de agua a cada unidad de tratamiento.

En el presente capítulo se realizará el anteproyecto de rehabilitación para la planta de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Tepic considerando, de acuerdo al dimensionamiento y análisis hecho en los capítulos anteriores, un tratamiento biológico basado en filtros biológicos de alta carga con medio sintético, seguidos de sedimentadores secundarios. Los planos de dicha rehabilitación se muestran en el Anexo 5, al final de la Tesis.

### 6.1 ANTEPROYECTO FUNCIONAL

#### 6.1.1 PRETRATAMIENTO

Según lo establecido en el capítulo 4, se tiene que para gasto mínimo no se cumple con la carga superficial sugerida, que tiene como límite inferior  $9.2 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2$ , el funcionamiento de la unidad bajo estas condiciones provocaría que se removieran partículas más pequeñas (materia orgánica) lo cual resulta inconveniente, por ello se presentó la alternativa de reducir a la mitad el área del canal desarenador en función del ancho para tratar de tender hacia un régimen tipo pistón, el resultado fue:

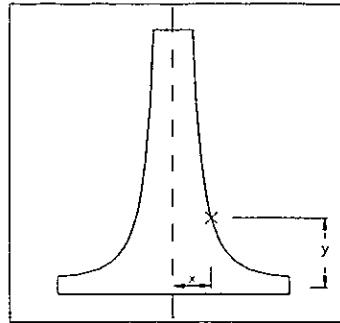
$$9.2 \text{ l/s} \cdot \text{m}^2 = \frac{166.82 \text{ l/s}}{b \text{ m}(15) \text{ m}}; \text{ de donde } b = 1.20 \text{ m}$$

Considerando que el ancho del canal actual es de 2.8 m y que se tienen dos de éstos canales, se puede pensar en dividir en dos cada uno para así contar con cuatro canales desarenadores, con ello se flexibilizaría la operación de la planta ya que se contaría con uno de reserva. Por tanto, las coordenadas del vertedor proporcional según los tirantes actuales, 0.80 m, calculadas con la ecuación 4.17 resultan:

TABLA 6.1 Coordenadas para el vertedor proporcional según las dimensiones actuales de tirantes.

y (m)	x (m)	b total (m)	y (m)	x (m)	b total (m)
0.0000	0.4080	0.8160	0.3000	0.1083	0.2165
0.0400	0.4080	0.8160	0.3500	0.1002	0.2005
0.0600	0.2421	0.4842	0.4000	0.0938	0.1875
0.0800	0.2097	0.4193	0.4500	0.0884	0.1768
0.1000	0.1875	0.3751	0.5000	0.0839	0.1677
0.1200	0.1712	0.3424	0.5500	0.0800	0.1599
0.1400	0.1585	0.3170	0.6000	0.0766	0.1531
0.1600	0.1483	0.2965	0.6500	0.0736	0.1471
0.1800	0.1398	0.2796	0.7000	0.0709	0.1418
0.2000	0.1326	0.2652	0.7500	0.0685	0.1370
0.2500	0.1186	0.2372	0.8000	0.0663	0.1326

Figura 6.1 Vertedor proporcional



Finalmente, no se prevén otras modificaciones importantes ya que, como se mencionó, se seguirá manejando los mismos niveles de agua y ya se cuenta con dos compuertas por canal desarenador (Ver Plano 3 de Anexo 2).

### 6.1.2 TRATAMIENTO PRIMARIO

El sedimentador primario no sufrirá modificación alguna ya que a partir de esta unidad se realizó el dimensionamiento de las nuevas unidades, por tanto las características funcionales, que se resumen a continuación, son las que fueron calculadas en el Capítulo 4. (El cálculo se puede observar en el inciso 4.4 parte A.1).

TABLA 6.2 Características del sedimentador primario.

CARACTERÍSTICA	VALOR	CARACTERÍSTICA	VALOR
DBO <sub>5</sub> influente, mg/l	300	Gasto medio/sedimentador, lps	333.64
SST influente, mg/l	150	<b>DIMENSIONES:</b>	
<b>EFICIENCIA DE REMOCIÓN, %:</b>		Diámetro, m	27.30
DBO <sub>5</sub>	25	Profundidad, m	2.48
SST	50	Carga superficial, l/s*m <sup>2</sup>	1.026
DBO <sub>5</sub> efluente, mg/l	225	Tiempo de retención, hrs.	1.20
SST efluente, mg/l	75	Carga sobre el vertedor, l/s*m	3.89

### 6.1.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO

Enseguida se presentan las principales características del filtro biológico con medio sintético (tipo) y del sedimentador secundario, mismas que fueron calculadas en el capítulo anterior.

TABLA 6.3 Características del filtro biológico con medio sintético.

CARACTERÍSTICA	VALOR	CARACTERÍSTICA	VALOR
DBO <sub>5</sub> influente, mg/l	225	<b>DIMENSIONES:</b>	
SST influente, mg/l	75	Diámetro, m	31.5
<b>EFICIENCIA DE REMOCIÓN, %:</b>		Profundidad, m	6.00
DBO <sub>5</sub>	87	Carga superficial, l/s*m <sup>2</sup>	0.5594
DBO <sub>5</sub> efluente, mg/l	30	Carga orgánica kg/m <sup>3</sup>	1.81
Gasto medio/sedimentador, lps	333.64	Factor de recirculación	0.3



TABLA 6.4 Características del sedimentador secundario.

CARACTERÍSTICA	VALOR	CARACTERÍSTICA	VALOR
DBO <sub>5</sub> influente, mg/l	30	Gasto medio/sedimentador, lps	333.64
SST influente, mg/l	192	DIMENSIONES:	
EFICIENCIA DE REMOCIÓN, %:		Diámetro, m	39
DBO <sub>5</sub>	25	Profundidad, m	2.50
SST	80	Carga superficial, l/s*m <sup>2</sup>	0.28
DBO <sub>5</sub> efluente, mg/l	22.5	Tiempo de retención, hrs.	2.5
SST efluente, mg/l	40		

#### 6.1.4 DESINFECCIÓN

Como se indicó en el Capítulo 4 el tiempo de retención de la unidad actual es de 10.31 minutos, valor que resulta insuficiente para garantizar la desinfección del agua. Como se mencionó también, se recomienda un tiempo de contacto de 15 a 30 minutos (según CNA) para flujos pico, y una concentración de por lo menos 0.15 mg/l de cloro residual.

Por lo tanto se realizará el cálculo de la ampliación necesaria para tratar un gasto medio de 1000.92 lps con un tiempo de retención de 30 minutos. Entonces se tendrá, según la ecuación del tiempo de retención:

$$Tr = \frac{V \text{ m}^3}{Q \text{ m}^3/\text{seg}} \Rightarrow V \text{ necesario} = 1800 \text{ seg} (1.0009 \text{ m}^3/\text{seg}) = 1801.66 \text{ m}^3$$

revisando para gasto máximo se tiene:

$$Tr = \frac{1801.66 \text{ m}^3}{1.8016 \text{ m}^3/\text{seg}} = 1000.03 \text{ seg} = 16.66 \text{ min}$$

Primero se requerirá revisar el funcionamiento del vertedor existente que se encuentra al final del tanque de contacto de cloro con el gasto máximo, verificando el tirante que se presenta en el vertedor. Se concluirá entonces si se requiere o no elevar los muros de la unidad existente. Una vez definido lo anterior y obtenido el área hidráulica al final del recorrido se procederá a realizar tanteos para obtener la longitud necesaria de los canales.

El vertedor de pared gruesa que se encuentra al final del tanque de contacto de cloro tiene las siguientes dimensiones:  $b = 1.85 \text{ m}$ , ancho de cresta  $0.10 \text{ m}$ , tipo de descarga libre, forma rectangular y sin contracciones laterales. Con estos datos se calcula la carga sobre el vertedor para el gasto supuesto. Suponiendo que la relación  $e/h$  sea menor a 0.67 (espesor de la cresta/carga sobre vertedor) el funcionamiento será idéntico al del vertedor de pared delgada, entonces, la ecuación de gasto para este tipo de vertedores será (Sotelo):

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu b h^{3/2}$$

donde:  $Q =$  Gasto en  $\text{m}^3/\text{seg}$   
 $\mu =$  Coeficiente de gasto  
 $b =$  Ancho de cresta del vertedor  
 $h =$  Carga sobre el vertedor

Utilizando la fórmula de Rehbock para el cálculo de  $\mu$  por ser la que mejor se ajusta a las condiciones del vertedor, se tiene:

$$\mu = \left[ 0.6035 + 0.0813 \left( \frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left[ 1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2}$$

Observando el plano 7 ubicado en el Anexo 2 se deduce que la máxima carga que puede existir en el vertedor, para las condiciones actuales es 70 cm (dejando un bordo libre de 15 cm), suponiendo  $h = 0.70$  m, con  $w$  (profundidad medida desde la cresta hasta el fondo de los canales) = 1.94 m se tiene  $\mu = 0.6343$ , calculando la carga con este valor, se tiene:

$$1.8016 = \frac{2}{3} \sqrt{2(9.81)} (0.6343)(1.85) h^{3/2} \quad \text{despejando } h; \quad h = 0.6465 \text{ m}$$

Corrigiendo valores se tiene  $\mu = 0.6322$  y con este valor  $h = 0.6479$  m, se comprueba que  $e/h < 0.67$ , por lo tanto, el tirante que se presenta al final del tanque de contacto de cloro es  $w + h = 2.59$  m.

Ahora, calculando nuevamente las pérdidas para la unidad existente con este gasto, se tiene que la velocidad al final del canal será:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1.8016 \text{ m}^3/\text{s}}{2.59(1.36) \text{ m}^2} = 0.5115 \text{ m/s}$$

Utilizando la ecuación de Manning para el cálculo aproximado de la pérdida por fricción se tiene:

$$V = \frac{1}{n} R h^{2/3} S_f^{1/2} \quad \text{de donde} \quad S_f = \left( \frac{V \cdot n}{R h^{2/3}} \right)^2$$

El radio hidráulico se obtiene de la división  $Ah/P_m$ , para este caso  $Ah = 2.59 \cdot 1.36 = 3.522 \text{ m}^2$ ; el  $P_m = 1.36 + 2 \cdot 2.59 = 6.54$  m, por tanto el radio hidráulico vale 0.5386 m, sustituyendo en la fórmula con  $n = 0.013$  (concreto), se tiene:

$$S_f = \left[ \frac{0.5115 \text{ m/s}(0.013)}{(0.5386 \text{ m})^{2/3}} \right]^2 = 0.0001009$$

La pérdida calculada a lo largo de la longitud, 130 m arroja un valor de  $h_f = 0.01311$  m; la pérdida por vuelta se estima en  $3.5 \cdot V^2/2g$  (Sotelo), que equivale a: 0.00823 m, se tienen 13 vueltas, entonces:

$$h_v = 3.5 \left[ \frac{(0.5115 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)} \right] (13) = 0.6067 \text{ m}$$

Por tanto se tendría una pérdida total de 0.6199 m, y un tirante medio de  $2.59 + 0.6199/2 = 2.90$  m; este procedimiento se realizará iterativamente hasta que el valor propuesto se iguale al valor obtenido, en ese momento se sabrá cual es la pérdida real y por ende el tirante inicial, conocido éste se revisará si se requieren aumentos a los muros existentes o no. El cálculo se realizó con un programa y los resultados son los siguientes.

TABLA 6.5 Cálculo de las pérdidas en el tanque de contacto de cloro existente.

TIRANTE MEDIO	ÁREA HIDRÁULICA	VELOCIDAD	PERÍMETRO MOJADO	RADIO HIDRÁULICO	PÉRDIDA POR FRICCIÓN (M)	PERDIDA POR VUELTAS (M)	NUEVO YM
2.59000	3.52240	0.51147	6.54000	0.53859	0.01312	0.60667	2.89989
2.89989	3.94385	0.45681	7.15978	0.55083	0.01015	0.48394	2.83704
2.83704	3.85838	0.46693	7.03409	0.54853	0.01067	0.50561	2.84814
2.84814	3.87347	0.46511	7.05628	0.54894	0.01057	0.50168	2.84613
2.84613	3.87073	0.46544	7.05226	0.54886	0.01059	0.50239	2.84649

El tirante medio real es 2.846 m, si se tienen 130 m de longitud se tiene un volumen total de  $3.8707 \cdot 130 = 503.19 \text{ m}^3$  por lo que, según el volumen calculado anteriormente se tiene un déficit de  $1\,298.47 \text{ m}^3$  (más del doble). En cuanto a los tirantes, en el final se tendrá el  $Y_m$  menos la mitad de las pérdidas y en el inicio el  $Y_m$  más la mitad de las pérdidas; se tendrá entonces un  $Y_i = 3.10 \text{ m}$  y el  $Y_f = 2.587$  (se comprueba que el método es correcto).

Con estos resultados lo primero que se concluye es que se requiere aumentar el nivel de los muros del tanque ya que actualmente solo tienen 2.78 m de altura, las dimensiones se obtendrán una vez calculado el perfil para la unidad ampliada.

Para la estimación de la longitud requerida, en la ampliación, se supondrá que las pérdidas seguirán la misma tónica, es decir, que si para  $503.19 \text{ m}^3$  se tuvieron 51 cm de pérdida, para  $1\,298.47$  se supondrán 0.85 m, por tanto se obtendrá una longitud aproximada con la siguiente área hidráulica media:  $A_h = (2.59 + 0.85/2) \cdot 1.36 = 4.100 \text{ m}$  con este valor la longitud necesaria será:

$$L \text{ necesaria} = \frac{1801.66 \text{ m}^3}{4.100 \text{ m}^2} = 439.38$$

Actualmente se cuenta con 130 m, si se piensa realizar la ampliación de la unidad en dos etapas, es decir, la primera para complementar su capacidad para dos trenes de tratamiento, y la segunda para cubrir las necesidades del tercer tren, pensando en que la rehabilitación de la planta también se realice en dos etapas, se tendría que en la primera ampliación la longitud necesaria sería de  $(439.38/3) \cdot 2 - 130 = 163 \text{ m}$ , y la segunda 147 m..

Si se respeta el arreglo actual y la unidad se amplía en el sentido de uno de sus lados largos (del lado de los 20 metros), y la orientación de los canales permanece igual, es decir, 13 canales con un ancho de 1.36, se requerirán uno más, ya que de acuerdo con el arreglo se tendrá que retornar el flujo hasta el segundo canal actual (Ver propuesta Plano 8, Anexo 5), por lo tanto se requieren 14 canales. La longitud para estos canales de ampliación es de  $309.39 \text{ m} / 14 = 22.099 \text{ m}$ , se considerará una longitud de 22.30 m (medidos internamente, para cubrir las pérdidas por divisiones).

Con esta longitud de canales de ampliación, para la primera etapa se requerirá construir 8 canales y en la segunda etapa 6. Para el cálculo del perfil hidráulico se toma la longitud total ya que se requiere conocer la altura necesaria al inicio del tanque, considerando el gasto total de la planta.

Enseguida se revisa los tirantes inicial y final para el arreglo propuesto y finalmente el tiempo de retención para gastos medio y máximo. Con esta propuesta se tienen 24 vueltas a  $180^\circ$  y 2 a  $90^\circ$ , la longitud total de los canales es  $442.20 \text{ m}$ , utilizando el mismo procedimiento de cálculo descrito anteriormente se tienen los siguientes resultados:

TABLA 6.6 Cálculo de las pérdidas en el tanque de contacto de cloro propuesto.

TIRANTE MEDIO	ÁREA HIDRÁULICA	VELOCIDAD	PERÍMETRO MOJADO	RADIO HIDRÁULICO	PÉRDIDA POR FRICCIÓN (M)	PERDIDA POR VUELTAS (M)	NUEVO YM
2.59000	3.52240	0.51147	6.54000	0.53859	0.04461	1.12240	3.17351
3.17351	4.31597	0.41743	7.70702	0.56001	0.02821	0.74760	2.97791
2.97791	4.04995	0.44484	7.31581	0.55359	0.03253	0.84904	3.03079
3.03079	4.12187	0.43708	7.42157	0.55539	0.03127	0.81967	3.01547
3.01547	4.10104	0.43930	7.39094	0.55487	0.03163	0.82802	3.01982
3.01982	4.10696	0.43867	7.39965	0.55502	0.03153	0.82563	3.01858
3.01858	4.10527	0.43885	7.39716	0.55498	0.03156	0.82631	3.01893

Con este tirante medio el volumen del tanque de contacto de cloro es  $4.10527 \cdot 442.20 = 1733.44 \text{ m}^3$ , con dicho volumen y para gasto máximo,  $1.8016 \text{ m}^3/\text{s}$ , se tiene un tiempo de retención de 16.03 minutos, valor que se encuentra dentro del rango recomendado; para el gasto medio  $1.0009 \text{ m}^3/\text{s}$  el tiempo de retención es 28.86 minutos, que también cumple con la especificación, por tanto se acepta el diseño.

Los tirantes al inicio y al final para gasto máximo serán:  $Y_i = 3.447$  m y  $Y_f = 2.589$  m, por lo que, si se considera un bordo libre de 20 cm se tendrá una altura total a la entrada del tanque de contacto de dorado de 3.65 m respetándose en la parte final del recorrido las dimensiones actuales 2.78 m.

### CÁLCULO DE LA CANTIDAD DE CLORO NECESARIA

Enseguida se calcula la capacidad necesaria del rotámetro para el caudal medio de 1000 lps y dosis máxima de cloro requerida según la Tabla 4.19 de 10 mg/l.

$$Cl_2/\text{día} = \frac{\text{dosis g/m}^3(Q \text{ máx m}^3/\text{d})}{1000 \text{ g/kg}} = \frac{10 \text{ g/m}^3(1.8 \text{ m}^3/\text{s} * 86400 \text{ s})}{1000 \text{ g/kg}} = 1555.20 \text{ kg/d}$$

Cantidad que no se cubre con la capacidad del equipo actual (dos rotámetros con capacidad de 225 kg/día), se requerirá aumentar el número de doradores o cambiarlos por otros de mayor capacidad. Para gasto medio el consumo por día sería de 864 kg/día, que tampoco se cubre con el equipo actual.

Finalmente, se calcula el volumen de almacenamiento necesario según el consumo por día para gasto medio. Se pide un almacenamiento en planta de 30 días, según CNA, para contar con suficiente reserva de gas cloro por tanto:  $30 * 864 = 25\,920$  kg/mes, transformado a cilindros con capacidad de 908 Kg, se tiene que se requieren 28 cilindros, actualmente se cuenta con 8, si se cuenta en la zona con un suministro de gas cloro asegurado se puede pensar en alternar el uso de los cilindros existentes.

### 6.1.5 TRATAMIENTO DE LODOS

Uno de los problemas en el tratamiento del agua residual es la eliminación de los lodos. En los tanques de sedimentación se producen grandes volúmenes con alto contenido de agua, su deshidratación y eliminación final pueden representar casi la mitad del costo del tratamiento (Metcalf & Eddy). Como consecuencia, para escoger un tren de tratamiento de agua residual se debe considerar que, además de proporcionar un efluente con la calidad requerida, no debe generar grandes cantidades de subproductos con constituyentes que dificulten su tratamiento.

Para seleccionar el tipo de tratamiento que se ha de aplicar a los lodos producidos, se debe conocer su cantidad y composición, que varían según las características del agua residual de la cual provienen y, sobre todo, del proceso de tratamiento que los produjo.

Son cinco los tipos de lodos que se producen en los procesos de tratamiento:

- ♦ Lodos primarios de la sedimentación del agua residual.
- ♦ Lodos secundarios del tratamiento biológico del agua residual.
- ♦ Formas digeridas de los dos anteriores en forma separada o mezclada.
- ♦ Lodos de hidróxido por la coagulación y sedimentación de las aguas de desechos industriales.
- ♦ Lodos de precipitación de las plantas de ablandamiento y del tratamiento de desechos industriales.

Todos estos lodos tienen bajos contenidos de sólidos (1 a 6%) y por eso se requiere manejar grandes volúmenes de lodos para obtener una masa de sólidos relativamente pequeña. En consecuencia, la principal preocupación en el tratamiento de los lodos es concentrar los sólidos por medio de la remoción de tanta agua como sea posible.

El tren de tratamiento de lodos generalmente queda integrado por las siguientes etapas: espesamiento, digestión (aerobia o anaerobia) ó estabilización, secado y disposición final.

## ESPEPADOR DE LODOS

El espesado es un procedimiento que se emplea para aumentar el contenido de sólidos del lodo por eliminación de parte de la fracción líquida del mismo. El espesado se lleva a cabo mediante procedimientos físicos, que incluyen el espesado por gravedad, flotación, centrifugación, y filtros de banda por gravedad.

El espesado por gravedad se lleva a cabo en un tanque de diseño similar al de un tanque de sedimentación convencional. Los espesadores por gravedad se dimensionan en función de la carga de sólidos, los valores a utilizar para la revisión de la unidad existente son los siguientes:

TABLA 6.7 Concentraciones típicas de lodos sin espesar y espesados y cargas de sólidos para espesadores por gravedad.

Tipo de lodo	Fracción de lodo, %		Carga de sólidos para espesadores por gravedad, kg/m <sup>2</sup> *d
	Sin espesar	Espesado	
Lodo primario	2 – 7	5 – 10	88 – 136
Lodo de filtro percolador	1 – 4	3 – 6	34 – 49
Conjuntamente de primario y filtro percolador	2 – 6	4 – 9	58 – 98

FUENTE: Metcalf & Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales, Vol. 2, 1999.

Las características del espesador existente son: diámetro 14 m, altura 3 m, volumen 468 m<sup>3</sup>. La cantidad de lodos generados en el sedimentador primario, según cálculos realizados en el Capítulo 4, es:

$$\text{Volumen diario} = \frac{\text{Sólido seco (kg/d)}}{\text{Densidad relativa del lodo producido} \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \left( \text{Fracción de sólidos} \right)}$$

$$\text{Volumen diario} = \frac{2162 \text{ kg/d}}{1.03(1000 \text{ kg/m}^3)(0.03)} = 69.70 \text{ m}^3/\text{d}$$

Para el cálculo de los lodos producidos en el sedimentador secundario, se tiene que ingresa al mismo 75 mg/l de SST que no fueron removidos en el tratamiento primario. En lo concerniente a la producción de SST en el filtro, con un coeficiente de rendimiento de 0.6 (Típico, Metcalf & Eddy) y considerando que el filtro remueve 195 mg/l de DBO<sub>5</sub>, se tendrá una producción de SST de 0.6(195)=117 mg/l. Por tanto, la cantidad de sólidos suspendidos totales que ingresa al sedimentador secundario será de 75 + 117 = 192 mg/l de SST; el effluente debe contener 40 mg/l, según los límites máximos permitidos, por lo tanto:

$$\text{Sólido seco} = (1 - \text{Eficiencia}) * \text{SST (kg/m}^3) * \text{Volumen (m}^3/\text{día)}$$

$$\text{Sólido seco} = 0.80 \left( \frac{192 \text{ g/m}^3}{1000 \text{ g/kg}} \right) (28826.50 \text{ m}^3/\text{día}) = 4428 \text{ kg SST/día}$$

considerando una concentración de sólidos de 3%, de acuerdo a la tabla anterior, se tiene:

$$\text{Volumen diario} = \frac{\text{Sólido seco (kg/día)}}{\text{(Densidad relativa del lodo producido)} \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \left( \text{Fracción de sólidos} \right)}$$

$$\text{Volumen diario} = \frac{4428 \text{ kg/día}}{1.03(1000 \text{ kg/m}^3)(0.03)} = 143.3 \text{ m}^3/\text{día}$$

En cada espesador se tratará el gasto de uno y medio trenes de tratamiento, por tanto, el gasto total a ingresar en la unidad será  $69.70 + 143.3 = 240(1.5) = 360 \text{ m}^3/\text{día}$ . La cantidad de SST que ingresará por día será  $2162 + 4428 = 6590(1.5) = 9885 \text{ kg/día}$ . Para revisar la carga de sólidos se utiliza la ecuación 4.13.

$$As = \frac{SST}{CS}$$

Ecuación 4.13

donde: SST= kg de sólidos suspendidos totales  
As = Área superficial  
CS = Carga de sólidos

Obteniendo el área actual del tanque:

$$As = \frac{\pi (14.00)^2}{4} = 153.93 \text{ m}^2$$

despejando la carga de sólidos se tiene:

$$CS = \frac{SST}{As} = \frac{9885 \text{ kg/día}}{153.93 \text{ m}^2} = 64.21 \text{ kg/día} \cdot \text{m}^2$$

Valor que se encuentra dentro del rango recomendado para este tipo de espesadores. Por tanto, se prevé que las unidades existentes funcionarán adecuadamente.

#### DIGESTOR AERÓBICO DE LODOS

Como se observó en el Capítulo 4, el diseño de digestores aeróbicos es similar al de los tanques de aeración del proceso de lodos activados, además, usan sistemas de aeración convencionales. Para la revisión de las unidades existentes se supondrá, según la Tabla 6.7, una concentración de sólidos del 6%. Como la cantidad de SST que ingresan al espesador es 9885 kg/día, se tendrá un volumen:

$$\text{Volumen diario} = \frac{9885 \text{ kg/día}}{1.03(1000 \text{ kg/m}^3)(0.06)} = 159.95 \text{ m}^3/\text{día}$$

Los digestores tratarán lodos primarios y de un tratamiento secundario, por ello se tomará un tiempo de retención de 18 a 22 días según las recomendaciones de la Tabla 4.14. El volumen del digestor es de  $2770.88 \text{ m}^3$ , revisando el tiempo de retención hidráulico se tiene:

$$Tr = \frac{\text{Volumen del tanque m}^3}{\text{Volumen diario m}^3/\text{día}} = \frac{2770.88 \text{ m}^3}{159.95 \text{ m}^3/\text{día}} = 17.32 \text{ días}$$

Tiempo que resulta un poco bajo pero se considera adecuado ya que se consideraron bajas fracciones de sólidos en los lodos producidos, enseguida se revisa la carga de sólidos con la siguiente relación:

$$\text{kg SV/m}^3 \cdot \text{día} = \frac{\text{Sólido seco kg/día}(\text{Relación SST/LM})}{\text{Volumen del digestor m}^3}$$

Suponiendo una relación entre sólidos suspendidos volátiles del líquido mezcla (SSVLM) y los sólidos suspendidos del líquido mezcla del sedimentador primario como 0.75 (típico para aguas residuales de concentración media), se tiene la siguiente carga:

$$\text{kg de sólidos volátiles} = \frac{9885 \text{ kg/día}(0.75)}{2770.88 \text{ m}^3} = 2.67 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{día}$$

Relación que se encuentra dentro del rango recomendado para este tipo de digestores (0.32 – 6.41, según tabla 4.14).

Enseguida se determina la necesidad de oxígeno por día suponiendo que el 40% del tejido celular se oxida totalmente (según Metcalf & Eddy para este tipo de digestores), y un requerimiento de 2 kg de oxígeno por kg de tejido celular hidrolizado, se tiene:

$$\text{kg O}_2/\text{día} = \text{Sólido seco kg/día}(\text{SST/LM})(\% \text{ Tejido cel. oxidado})(\text{Necesidad de oxígeno kg/kg destruido})$$

$$\text{kg O}_2/\text{día} = 9885 \text{ kg/día}(0.75)(0.4)(2) = 5931 \text{ kg/día}$$

Debe emplearse un factor de seguridad de 2 para determinar el caudal real de proyecto para el dimensionamiento de los aeradores. El aire necesario, suponiendo que la mezcla contiene el 23.2% de oxígeno en peso (condiciones normales) es:

$$\text{Volumen necesario} = \frac{\text{kg O}_2/\text{día}}{\gamma_{\text{aire}}(\% \text{ oxígeno})} = \frac{5931 \text{ kg/día}}{1.201 \text{ kg/m}^3(0.232)} = 21286 \text{ m}^3 \text{ de aire/día}$$

suponiendo que la eficiencia de transferencia de oxígeno sea del 10%, el caudal de aire necesario será:

$$\text{Aire necesario} = \frac{\text{Volumen necesario m}^3/\text{día}}{\% \text{ de transferencia}(\text{minutos por día})} = \frac{21286 \text{ m}^3/\text{día}}{0.10(1440 \text{ min/día})} = 147.82 \text{ m}^3/\text{min}$$

Finalmente, se calculará la necesidad de aire por 1000 metros cúbicos de volumen del digestor.

$$\text{Necesidad de aire} = \frac{\text{Aire necesario m}^3/\text{min}}{\text{Volumen del digestor m}^3} (1000 \text{ m}^3) = \frac{147.82 \text{ m}^3/\text{min}}{2770.88 \text{ m}^3} (1000 \text{ m}^3) = 53.34 \text{ m}^3/\text{min} * 1000 \text{ m}^3$$

Parámetro que se encuentra un poco arriba de las recomendaciones, pero se considera aceptable. Como se observa, esta unidad tiene la capacidad para funcionar adecuadamente con las ampliaciones propuestas.

#### UNIDAD DE DESHIDRATACIÓN DE LODOS

Como se recordará, el funcionamiento de los filtros banda existentes, en su diseño original, consideró que uno solo de ellos procesaría los lodos provenientes de los dos digestores. Por ello, para los cálculos, se duplicarán los resultados obtenidos en las revisiones anteriores.

En el caso del peso de los lodos a deshidratar, se tiene que, se considera que el lodo llega de los dos digestores y que los filtros banda trabajan en forma alternada, entonces:

$$\text{Sólido seco} = 9885 \text{ kg/día}(2 \text{ digestores}) = 19770 \text{ kg/día}$$

$$\text{Sólido seco} = 823 \text{ kg/h}$$

El ancho de banda que se tiene es de 2 metros por lo tanto, la carga por metro será:

$$\text{Carga de lodo} = 411 \text{ kg/h} * \text{m}$$

Según las recomendaciones de diseño, la carga de lodo debe estar entre 90 y 680 kg/h\*m, por tanto se puede pensar en que uno solo de los filtros prensa de banda puede procesar sin ningún problema los lodos producidos por los tres trenes de tratamiento.

### CONCLUSIONES DEL ANTEPROYECTO FUNCIONAL

A lo largo de este trabajo se avanzó con el anteproyecto funcional de la planta de tratamiento, por lo que en este capítulo se realizó, en buena medida, un resumen de los cálculos previos.

En lo concerniente a la línea de agua, la propuesta para la rehabilitación es la siguiente: los canales desarenadores se propone dividirlos en dos, así como renovar los vertedores proporcionales. En cuanto al sedimentador, primario no sufrirá modificaciones, únicamente mantenimiento. El tratamiento secundario quedará conformado como se indicó en el capítulo 5, y por último, el tanque de contacto de cloro deberá ser ampliado.

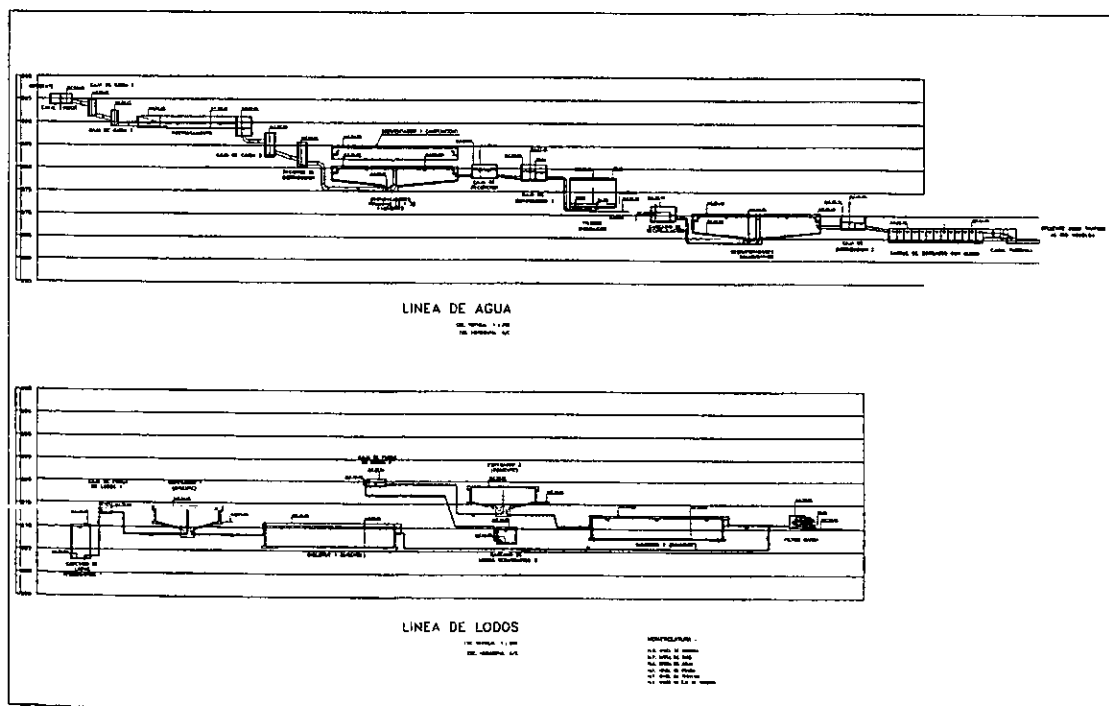
En lo que toca a la línea de lodos se puede mencionar, según los resultados del análisis realizado, que la línea de lodos prácticamente no sufrirá modificaciones, únicamente se deberán adecuar las unidades existentes, revisando su equipo y condiciones generales.

### 6.2 ANTEPROYECTO HIDRÁULICO

Una vez seleccionada la alternativa de tratamiento, es necesario considerar la forma en que pasará el líquido a través de las unidades de proceso.

Para conocer la secuencia del paso del agua a través de las unidades tanto en el tren de agua, como en el de lodos, se requiere hacer un diagrama de flujo que facilite el conocimiento de las unidades. Es práctica común hacer un plano que incluya el diagrama de flujo y el perfil hidráulico.

Figura 6.2 Diagrama de flujo de las unidades en el terreno.



El acomodo de las unidades de tratamiento así como el perfil hidráulico se puede observar en los planos 8 y 9, ubicados en el Anexo 5.



Como se puede apreciar en el plano de arreglo de la planta, se prevé que el agua fluya por gravedad aprovechando la topografía del terreno para que únicamente se tengan bombes en el manejo de lodos. Para el cálculo de pérdidas de carga se utilizará una hoja de cálculo y sólo se presentará en este trabajo el resumen de los resultados.

### ECUACIÓN DE LA ENERGÍA

Partiendo de que el potencial hidráulico corresponde a la energía que posee un fluido en un punto dado y de la definición de que la energía se obtiene al multiplicar una fuerza por una distancia, medida con respecto a un eje de referencia, es posible que esa energía se exprese por unidad de peso, es decir, representarla solamente por longitudes. De esta forma, las componentes de la energía, por unidad de peso, están dados por:

$$\begin{aligned} Z &= \text{carga de posición} \\ P/\gamma &= \text{carga de presión o carga piezométrica} \\ v^2/2g &= \text{carga de velocidad o energía cinética} \end{aligned}$$

mediante planos verticales es posible determinar la carga total o potencial "H" que tiene el líquido en una determinada sección, donde:

$$H = Z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$$

Además, debido a la ley de la conservación de la energía, en todo circuito hidráulico se tiene que la energía en un punto es igual a la energía en cualquier otro punto, menos las pérdidas de carga no aprovechable en el movimiento utilizada para vencer fuerzas de fricción u obstáculos, como cambios de área. La aplicación de este principio corresponde al Teorema de Bernoulli:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_{n-2}$$

en donde

- ♦ La posición se obtiene por medición después de establecer un plano horizontal de referencia.
- ♦ La carga de presión corresponde a la carga manométrica medida con un piezómetro, es decir, con la presión con respecto a la presión atmosférica del sitio de medición.
- ♦ La carga de velocidad se calcula después de conocer la velocidad con que fluye el agua en la tubería.
- ♦ La pérdida de carga de presión, corresponde a la diferencia de niveles piezométricos entre los puntos 1 y 2.

### Pérdidas por conducción

Para determinar la pérdida de carga originada por la fricción entre un líquido y la pared de un tubo, se utilizará la ecuación de Hazen y Williams:

$$v = 0.35 C_H D^{0.63} \frac{h_f}{L^{0.54}}$$

donde:

- v = Velocidad media (m/s)
- C<sub>H</sub> = Factor de fricción de pende del tipo de tubería
- C<sub>H</sub> = 100, para aguas residuales en tubo de acero al carbón cédula 40
- D = Diámetro del tubo, (m)
- h<sub>f</sub>/L = S<sub>f</sub> = Pendiente de energía, es decir, pérdida de carga por unidad de longitud

$$h_f = \left[ \frac{v * L^{0.54}}{0.355 * C_H D^{0.63}} \right]^{10.54} \quad \text{Ecuación 6.1}$$

### Pérdidas locales

Las pérdidas locales de carga se originan debido a una alteración de la sección o a un cambio en la geometría de la línea de corriente y pueden determinarse:

- A. Encontrando primero la longitud equivalente de tubería en la que ocurrirá una pérdida de carga igual y después utilizar la ecuación de Hazen y Williams.

TABLA 6.8 Longitudes equivalentes para la ecuación de Hazen y Williams.

Acero al carbón cédula 40. Piezas especiales	Longitud equivalente con respecto al diámetro L/D	Longitud equivalente L (m)
Válvula Check	50	50 X D
Válvula de compuerta	13	13 X D
Codo de 45° (estándar)	16	16 X D
Codo de 90° (estándar)	30	30 X D
"T" (paso recto)	20	20 X D
"T" (entrada lateral)	60	60 X D

FUENTE: Metcalf & Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales, Redes de Alcantarillado y bombeo, 1999.

- B. Como una fracción  $k$  de la carga de velocidad  $v^2/2g$ .

$$h = \frac{v^2}{2g}$$

### Potencia del equipo

La potencia, en watts, que consume una bomba cuando descarga un caudal  $Q$  ( $m^3/s$ ) al vencer una carga total  $H_m$  (m.c.a.) con una eficiencia  $\eta$  del sistema bomba/motor, está definida por la ecuación:

$$P = \frac{\gamma * Q * H_m}{\eta}$$

donde,  $\gamma$  corresponde al peso específico ( $kg./m^3$ ) y  $76 kg*m/s$  equivalen a un HP.

Utilizando las ecuaciones antes descritas, Hazen y Williams para pérdidas por fricción, del coeficiente  $k$  para pérdidas locales, y de energía, se realiza a continuación el cálculo hidráulico de la línea de agua y de lodos.

Para realizar dicho cálculo hidráulico se formuló la siguiente nomenclatura para los distintos tramos de la línea de agua y lodos.

TABLA 6.9 Nomenclatura para la línea de agua y lodos.

TRAMO	CLAVE	TRAMO	CLAVE
<b>LÍNEA DE AGUA</b>			
Canal emisor – caja de caída 1	L – A	Sedimentador secundario – caja de distribución 2	L – IX
Caja de caída 1 – caja de caída 2	L – B	Caja de distribución 2 – Tanque de contacto de cloro	L – XII
Caja de caída 2 – pretratamiento	L – C		
Pretratamiento – caja de caída 3	L – D	<b>LÍNEA DE LODOS</b>	
Caja de caída 3 – registro de distribución	L – E	Sedimentador primario 1 – caja de purga de lodos 1	L – XVII

Registro de distribución – sedimentador primario	L – I	Sedimentador primario 2 – caja de purga de lodos 1	L – XVIII
Sedimentador primario – caja receptora	L – I'	Cárcamo de lodos secundarios 1 – caja de purga de lodos	L – XIX
Caja receptora – caja de distribución 1	L – II	Caja de purga de lodos 1 – Espesador 1	L – XX
Caja de distribución 1 – Filtro biológico	L – III	Espesador 1 – digestor 1	L – XXI
Filtro biológico – cárcamo de recirculación	L – III	Digestor 1 – filtros banda	L – XXII
Cárcamo de recirculación – sedimentador secundario	L – VI		

Esta nomenclatura se conserva a lo largo del cálculo así como en los planos ubicados en el anexo 5.

### 6.2.1 LÍNEA DE AGUA

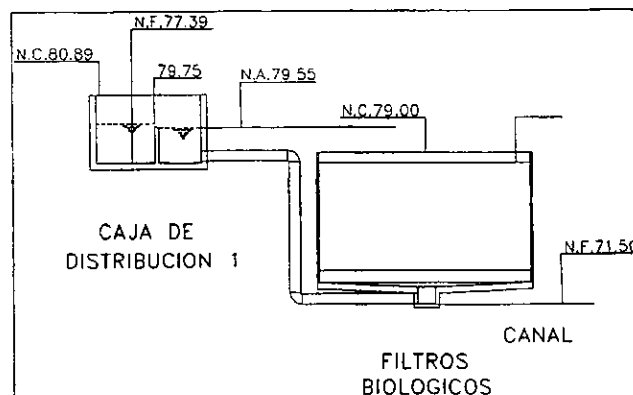
Una vez identificados los tramos, se procedió a introducir en hojas de cálculo los datos de cada uno. Estos datos consisten en gasto medio y máximo, longitud y accesorios. Las hojas de cálculo se muestran en el anexo 6, la primera es un ejemplo que indica las pérdidas del tramo L - III con diferentes diámetros de tubería, de acuerdo al acomodo propuesto se elige la tubería que se acerca a la pérdida deseada. Con el diámetro de tubería propuesto se calcula el nivel del líquido utilizando la ecuación de la energía y si fuese requerido se repite el método reubicando la unidad hasta conciliar el diseño.

Las consideraciones de diseño hechas son las siguientes:

- La velocidad recomendada para la conducción de agua entre unidades de tratamiento: para gasto medio de 0.8 a 1.2 m/s, para gasto máximo de 1.5 a 2.5 m/s, en lo posible se trató de seguir esta recomendación.
- Pérdida en el sistema de rocío de agua, en el filtro biológico de 0.30 cm. (según CNA, 1994)
- Coeficiente de Hazen para agua residual = 100 y para lodos = 80.
- Los valores de k para el cálculo de pérdidas locales fueron obtenidos de Hidráulica General, Sotelo.

Para mejor comprensión de la metodología utilizada, a continuación se realiza el cálculo para un tramo de la línea de agua. Dicho tramo será el denominado L – III, Caja de distribución 1 – filtro biológico.

Figura 6.3 Tramo caja de distribución 1 – filtro biológico.



En la figura anterior se pueden observar los niveles de la caja de distribución 1 (existente), y del filtro biológico propuesto, según las dimensiones calculadas en el capítulo 5. Estos niveles son:

Caja de distribución		Filtro biológico	
Nivel de cresta	80.89	Nivel de fondo	71.50
Nivel de fondo	77.39	Nivel de cresta	79.00
Nivel de agua a la entrada	79.75		
Nivel de agua a la salida	79.55		

En este caso, la cota que interesa es la correspondiente a la parte alta del medio sintético, considerando un bordo libre en el filtro de 50 cm, el valor debe ser 78.50 m. La metodología utilizada tiene como objetivo igualar las pérdidas con el valor buscado. Para ello, primero se calcula las pérdidas con diferentes diámetros de tubería, ver tablas F-1 y F-2 del anexo 6, se selecciona una de ellas y se obtiene el nivel deseado utilizando la ecuación de la energía.

Para ese tramo los gastos son:  $Q_{med} = 333$  lps,  $Q_{m\acute{a}x} = 600$  lps,  $Q_{min} = 166$  lps. Aplicando Hazen – Williams y el método de coeficiente k, se calcula la pérdida de carga a gasto máximo. Proponiendo una tubería, según la hoja de cálculo utilizada, de 26" de diámetro se tiene:

Tubería de acero cédula 40 (26"), (53.95 m)	C = 100
Codo de 90° (2 piezas)	K = 0.3
Codo de 45° (4 piezas)	K = 0.2
Entrada	K = 0.5
Salida	K = 1.0

$$h_f = \left[ \frac{v * L^{0.54}}{0.355 * C_H D^{0.63}} \right]^{1/0.54} = \left[ \frac{1.86(53.95)^{0.54}}{0.355(120)(0.6604)^{0.63}} \right]^{1/0.54} = 0.265 \text{ m}$$

calculando las pérdidas locales se tiene:

$$h_l = \sum k * \frac{v^2}{2g} = (0.3 + 0.3 + 0.2 + 0.2 + 0.2 + 0.2 + 0.5 + 1.0) \frac{(1.86)^2}{2(9.81)} = 0.5113 \text{ m}$$

Considerando los 30 cm de carga que se perderán en los brazos distribuidores de agua del filtro biológico, se tiene una pérdida total de  $0.265 + 0.5113 + 0.3 = 1.076$  m, si se observa la tabla resumen de pérdidas F – 3 (Anexo 6), indica 1.086, el error es debido a la aproximación decimal. Planteando la ecuación de la energía entre la caja de distribución y el filtro biológico se tiene:

$$77.39 \text{ m} + 2.16 \text{ m} + \frac{1.86^2}{2(9.81)} = Z_2 + 0 + \frac{1.86^2}{2(9.81)} + 1.076 \text{ m, de donde } Z_2 \text{ resulta} = 78.47 \text{ m}$$

Que es el valor buscado, según el acomodo propuesto y el bordo libre que se pretende tenga el filtro biológico, es decir 0.50m.

Mediante esta metodología se obtuvieron los siguientes niveles para la línea de agua, y con ellos, el perfil hidráulico que se puede apreciar en el anexo 5.

TABLA 6.10 Resumen de niveles en la línea de agua.

TRAMO	CLAVE	NIVELES DEL TRAMO		GASTOS (LPS)			LONGITUD (M)	CODOS		
		INICIO	FINAL	MIN	MED	MAX		30	45	90
<b>LÍNEA DE AGUA</b>										
Canal emisor – caja de caída 1	L – A	96.00	94.50	500	1000	1800	28.50			
Caja de caída 1 – caja de caída 2	L – B	94.50	91.70	500	1000	1800	32.10			
Caja de caída 2 – pretratamiento	L – C	91.70	89.23	500	1000	1800	14.20			
Pretratamiento – caja de caída 3	L – D	87.08	85.70	500	1000	1800	16.95			
Caja de caída 3 – registro de distribución	L – E	85.70	83.60	500	1000	1800	12.10			
Registro de distribución – sedimentador primario	L – I	83.60	80.50	166	333	600	54.47		3	
Sedimentador primario – caja receptora	L – I'	80.50	79.70	166	333	600	24.04		4	
Caja receptora – caja de distribución 1	L – II	79.70	79.55	166	333	600	19.61			4
Caja de distribución 1 – Filtro biológico	L – III	79.55	78.50	166	333	600	53.95		4	2
Filtro biológico – cárcamo de recirculación	L – III	71.50	70.96	166	333	600	17.50			
Cárcamo de recirculación – sedimentador secundario	L – VI	70.96	69.90	166	333	600	36.07		3	2
Sedimentador secundario – caja de distribución 2	L – IX	69.90	68.80	166	333	600	22.15		2	1
Caja de distribución 2 – Tanque de contacto de cloro	L – XII	68.80	66.94	500	1000	1800	17.92			4

Finalmente se puede mencionar que el cálculo hidráulico del pretratamiento se ubica en el capítulo 4, el cálculo del tanque de contacto de cloro se encuentra en el inciso 6.1.4 de este capítulo.

### 6.2.2 LÍNEA DE LODOS

De la misma forma se realizaron los cálculos para la línea de lodos, únicamente que el coeficiente para la fórmula de Hazen y Williams fue de 80. Cabe señalar que los tramos L-XIX y L-XXII implican un bombeo, el cálculo de la potencia requerida se puede observar en el anexo 6.

TABLA 6.11 Resumen de niveles en la línea de lodos

TRAMO	CLAVE	NIVELES DEL TRAMO		GASTOS (LPS)			LONGITUD (M)	CODOS		
		INICIO	FINAL	MIN	MED	MAX		30	45	90
<b>LÍNEA DE LODOS</b>										
Sedimentador primario 1 – caja de purga de lodos 1	L – XVII	73.61	69.90		19.27		98.67	1	5	4
Sedimentador primario 2 – caja de purga de lodos 1	L – XVIII	73.91	69.90		19.27		60.16	4	3	4
Cárcamo de lodos secundarios 1 – caja de purga de lodos	L – XIX	69.90	75.80		38.54		103.06		6	
Caja de purga de lodos 1 – Espesador 1	L – XX	75.80	74.10		38.54		11.10		2	3
Espesador 1 – digestor 1	L – XXI	74.10	70.49		38.54		40.36			3
Digestor 1 – filtros banda	L – XXII	70.49	73.21		11.11		56.23		1	5

El perfil de la línea de lodos se puede observar en el Anexo 5, al final del trabajo.

Finalmente, se debe considerar el gasto que excede la capacidad de la planta, en este caso se tiene que realizar la propuesta para el tratamiento del caudal excedente una vez que se haya rehabilitado el sistema de tratamiento actual, es decir, se tiene que proyectar otra u otras plantas para tratar los 1340 lps que, según los cálculos realizados en el capítulo 4, se espera se produzcan para el año 2020.

Para ello, se tendrán que tomar en cuenta diversos factores como la configuración de la red de alcantarillado, en especial ubicación del emisor; el crecimiento de la ciudad, los sitios disponibles, etc. Dicha propuesta no se realiza en este trabajo por no contar con la suficiente información para hacerlo.

## Bibliografía del Capítulo 6

- Facultad de Ingeniería. (1994). "Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana". Departamento de Hidráulica; División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica; UNAM.
- Fair Maskew, Gordon. (1984). "Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales Tomos 1 y 2". Editorial Limusa, S. A., Noriega, D. F., México.
- Heras Herrera, Enrique. (1969). "Lagunas de estabilización para el tratamiento de las aguas negras de la Cd. de Mexicali, Baja California". Tesis Profesional para obtener el título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Henry, J. Glynn. (1999). "Ingeniería Ambiental". Segunda edición, Ed. Prentice Hall, México.
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (1994). "Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento". Libro II. Proyecto. Tercera sección: Potabilización y tratamiento. Tema: tratamiento. Subtema: Lagunas de Estabilización. D. F., México.
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (1994). "Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos". Libro II. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Gerencia de Normas Técnicas. D. F., México.
- Leyva Campos, Velia Adriana. (1998). "Aspectos de Ingeniería Civil en las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales". Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Metcalf & Eddy. (1985) (1996). "Ingeniería de aguas residuales: tratamiento, vertido y reutilización, Tomo 1 y 2". Mc Graw Hill Publishing Co. USA.
- Ramalho, R.S. (1993). "Tratamiento de aguas residuales". Editorial Reverté, S.A., Barcelona, España.
- Ramírez González, Antonio. (1996). "Hidráulica aplicada al proyecto de plantas de tratamiento de aguas residuales". Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, División de estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rigola Lapeña, Miguel. (1989). "Tratamiento de aguas industriales: Aguas de proceso y residuales". Editorial Marcombo Boixareu, Productica, Barcelona, España.
- Sotelo Ávila, Gilberto. (1996). "Hidráulica General Volumen 1". Fundamentos, Editorial Limusa, D.F., México.
- Sotelo Ávila, Gilberto. (1997). "Hidráulica II". Departamento de Hidráulica, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM.

# CAPÍTULO 7

---

## Conclusiones y Recomendaciones

A continuación se señalan las conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo, de acuerdo al objetivo general y metas planteadas al inicio del mismo.

### *SITUACIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN MÉXICO*

- ♦ Según el inventario nacional de plantas de tratamiento, hasta 1997 se contaba con 808 plantas construidas, de éstas el 76% se encuentran en operación con un gasto aproximado de 35.3 m<sup>3</sup>/s. De los sistemas registrados en el inventario, se estima que el 60% opera con eficiencias que van del 30 al 50 por ciento aproximadamente; el 35% opera con eficiencias del 50 al 80% y el 5% restante opera con eficiencias mayores al 80%.
- ♦ Algunos factores técnicos que contribuyen a la situación en que se encuentran las plantas de tratamiento en nuestro país son: la existencia de sistemas de alcantarillado de tipo combinado que entorpece el tratamiento durante la época de lluvia, las descargas de tóxicos industriales que no son tratadas intramuros, la falta de equipos en los laboratorios sobre los cuales se apoye toda la actividad relativa al control de descargas y del tratamiento, la producción de grandes cantidades de lodos con los métodos empleados los cuales constituyen un problema difícil de solucionar, los diseños sobredimensionados en los que se encuentran operando la mayoría de las plantas de tratamiento, y la excesiva mecanización, instrumentación y automatización de las plantas, que encarece y complica, tanto la operación y el mantenimiento, como la amortización de las inversiones.
- ♦ En lo concerniente a la importancia del tratamiento de las aguas residuales se tiene que en México las enfermedades diarreicas se encuentran entre las causas más frecuentes de enfermedad y muerte. Se calcula que anualmente ocasionan más de 30 000 muertes.
- ♦ Las normatividad en nuestro país, en materia de agua, está conformada en la actualidad por tres normas oficiales mexicanas, que son la NOM-001-ECOL-1996, la NOM-002-ECOL-1996 y la NOM-003-ECOL-1996. Éstas tres normas sustituyeron a 42 NMX anteriores.

### *ASPECTOS GENERALES DE LA POBLACIÓN DE ESTUDIO*

- ♦ Como se mencionó, para el proyecto de un sistema de tratamiento, es fundamental tomar en cuenta los factores representativos de las características predominantes en la población. Estos factores pueden ser físicos como la temperatura, altitud, precipitación, topografía predominante etc.; o sociales, principalmente los relacionados con los aspectos poblacionales y económicos, vinculados con las principales actividades de la población de estudio.
- ♦ Dichos factores deben tomarse en cuenta ya que repercuten directamente en la selección del proceso a utilizar, el tamaño de las unidades de tratamiento, el procedimiento constructivo (etapas de construcción en el tiempo), la eficiencia del tratamiento (importancia del tratamiento según su reuso), el reuso del agua residual tratada y la ubicación de la planta de tratamiento.
- ♦ Los factores que se consideran fundamentales son la altura sobre el nivel del mar (1000 m), la temperatura promedio (21°C), la tasa media de crecimiento de la población (3.5% para la última década), las actividades

predominantes en la zona (agrícolas e ingenios azucareros), y servicios básicos como suministro de agua potable (315 l/hab\*día, como dotación media) y alcantarillado (75% de la población está cubierta con el servicio).

### **SISTEMA DE TRATAMIENTO EXISTENTE**

De acuerdo con el análisis realizado sobre la base de los levantamientos físicos de las instalaciones existentes, y los resultados de operación de las mismas se concluye lo siguiente:

- ♦ La ciudad de Tepic cuenta con una planta de tratamiento para aguas residuales que incluye pretratamiento y sedimentación primaria para la línea de agua, y espesado, digestión y secado con filtros banda para la línea de lodos. Dicha planta fue diseñada para manejar 540 lps.
- ♦ Se presentan, en la entrada de la planta de tratamiento, calidades de agua de origen municipal que corresponden a una composición típica de las aguas residuales de concentración media.
- ♦ El factor principal al que se atribuyen las deficiencias en la operación de la planta de tratamiento, es la descarga de un ingenio azucarero denominado "El Molino" ubicado en la ciudad de Tepic.
- ♦ Por otra parte, el caudal manejado en la planta es superior al considerado en el proyecto original, factor que contribuye a que se obtengan eficiencias de remoción mínimas. Esto significa que se está tratando un promedio de 700 lps, que representa un 23% adicional al considerado originalmente, con máximos de 900 l/s y mínimos de 266 lps.
- ♦ El excedente manejado, aunado a la falta de mantenimiento en las unidades, provoca que los resultados obtenidos en la operación de la planta de tratamiento sean inconsistentes y que su eficiencia sea, incluso, negativa para algunos parámetros.
- ♦ En relación con el tratamiento de los lodos se tiene la misma tendencia que en la línea de agua, la falta de mantenimiento y la deficiente selección de las unidades de tratamiento (filtros banda sin patente), ha provocado que el proceso diseñado inicialmente no se haya llevado a cabo, por lo que no se puede hablar de un tratamiento en forma aunque se cuente con algunos elementos que deberían contribuir al ofrecimiento de resultados.
- ♦ Finalmente, se concluyó que se requiere realizar una adecuación de las unidades, buscando optimizar su capacidad.

### **ALTERNATIVAS PARA LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO**

- ♦ Al completar el análisis funcional de las unidades de tratamiento existentes se dedujo que el aprovechamiento máximo que se le puede dar a dichas unidades queda definido en función de los sedimentadores primarios, por ser éstos, las unidades que marcan el inicio de la línea de lodos y por otro lado, los que representan mayor costo en caso de modificación, a diferencia de otras unidades como pretratamiento o desinfección. Con base en ello se obtuvieron los siguientes gastos mínimo, medio y máximo que se podrán tratar por tren de tratamiento.

Q MÍNIMO lps	Q MEDIO lps	Q MÁXIMO lps
166.82	333.64	600.55

Por otra parte, se observó, basándose en el análisis funcional con dichos gastos las siguientes situaciones:



- ♦ El tratamiento primario no es suficiente para alcanzar los límites máximos permisibles que marca la NOM-001-ECOL-1996, requiriéndose en consecuencia la implementación de un tratamiento secundario.
- ♦ Con base en los resultados obtenidos y la disponibilidad de terreno se trató de ubicar, en este sitio, tres trenes de tratamiento con capacidad cada uno para tratar un gasto medio de 333.64 lps, contando con un nivel de tratamiento secundario y desinfección para la línea de agua y, espesamiento, digestión y deshidratación con filtros banda para la línea de lodos.
- ♦ Finalmente, para el tratamiento secundario se plantearon tres alternativas de tratamiento biológico de tipo aerobio (menor complejidad en la operación) que cumplieran con un historial de proceso probado, es decir, que se han aplicado de manera exitosa en muchos sitios y por lo tanto se cuenta con la suficiente experiencia tanto en el diseño como en la operación para asegurar buenos resultados. Las alternativas elegidas fueron:
  - A. Filtros biológicos con medio de piedra
  - B. Filtros biológicos con medio sintético
  - C. Lodos activados convencional

### **SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA**

- ♦ La alternativa viable desde el punto de vista técnico y económico es filtros biológicos de alta carga con medio sintético ya que ofrece las mejores ventajas para complementar el sistema de tratamiento de la planta, ampliar la capacidad hasta 1000 lps, optimizar el área disponible, aprovechar la pendiente del terreno, además de cumplir con los límites máximos permisibles para reuso o descarga a cuerpo receptor. En el análisis de evaluación de atributos esta alternativa obtuvo una puntuación de 116 y del análisis económico obtuvo un costo de 0.42 \$/m<sup>3</sup>.
- ♦ Como resultado de la alternativa seleccionada se tienen que proyectar algunas unidades de proceso complementarias para tratar un gasto medio de 1000 lps, entre ellas están: 1 sedimentador primario, 3 filtros biológicos con medio sintético similares, 3 sedimentadores secundarios similares, ampliación del tanque de contacto de cloro, ampliación del almacén de cloro, adecuación de los espesadores, 1 caja de distribución a filtros biológicos, 3 cárcamos de recirculación del agua filtrada, 2 cárcamos de lodos secundarios, entre otros.

### **ANTEPROYECTO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA**

- ♦ En lo concerniente a la línea de agua, la propuesta para la rehabilitación es la siguiente: los canales desarenadores se propone dividirlos en dos, así como renovar los vertedores proporcionales, el sedimentador primario no sufrirá modificaciones, únicamente mantenimiento. El tratamiento secundario quedará conformado como se indicó en el capítulo 5, y por último, el tanque de contacto de cloro deberá ser ampliado.
- ♦ En lo que toca a la línea de lodos se puede mencionar, según los resultados del análisis realizado, que la línea de lodos prácticamente no sufrirá modificaciones, únicamente se deberán adecuar las unidades existentes, revisando su equipo y condiciones generales.
- ♦ Como se previó, el paso del agua a través de la línea de agua se realizará por gravedad, al igual que la mayor parte de la línea de lodos. Solo se tendrán dos tramos con bombeo en la línea de lodos.
- ♦ La rehabilitación de la planta se puede realizar en dos etapas, la primera para adecuar los dos trenes de tratamiento existentes, y la segunda para implementar el tercer tren de tratamiento.

### *RECOMENDACIONES*

- ♦ Se requiere realizar un estudio más detallado del cálculo de la población de proyecto, utilizando un método que considere de mejor forma las condiciones del sitio.
- ♦ También se requerirá revisar las dotaciones supuestas ya que los datos proporcionados datan de estudios no muy recientes.
- ♦ En lo concerniente al diseño de las unidades de tratamiento, se deberá ajustar los valores de las recomendaciones de diseño utilizadas, buscando en lo posible realizar pruebas de tratabilidad para agua y lodos, y con ello obtener las constantes de diseño propias de las condiciones del sitio.
- ♦ Con el diseño depurado se deberá ajustar la parte hidráulica, así como el análisis económico.
- ♦ Por último, se deberá realizar la propuesta para la selección del sitio donde se pretenda tratar el gasto que excede la capacidad de la planta actual, esta no se realizó debido a que no se cuenta con suficiente información para hacerlo correctamente.

# ANEXO 1

## Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996

### SECRETARÍA DE MEDIO AMBIENTE, RECURSOS NATURALES Y PESCA

QUE ESTABLECE LOS LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES.

(PUBLICADA EN EL DIARIO OFICIAL DE LA FEDERACIÓN EL 6 DE ENERO DE 1997)

JULIA CARABIAS LILLO, Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 32 bis fracciones I, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 85, 86 fracciones I, III y VII, 92 fracciones II y IV y 119 de la Ley de Aguas Nacionales; 50, fracciones VIII y XV, 80, fracciones II y VII, 36, 37, 117, 118 fracción II, 119 fracción I inciso a), 123, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 38 fracción II, 40 fracción X, 41 45, 46 fracción II, y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, he tenido a bien expedir la siguiente 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; y

### CONSIDERANDO

Que en cumplimiento a lo dispuesto en la fracción I del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, el 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, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el 24 de junio de 1996, a fin de que los interesados en un plazo de 90 días naturales presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, sito en Av. Revolución 1425, mezzanine planta alta, Colonia Tlacopac, Código Postal 01040, de esta ciudad.

Que durante el plazo a que se refiere el considerando anterior y de conformidad con lo dispuesto en el artículo 45 del Ordenamiento Legal citado, estuvieron a disposición del público los documentos a que se refiere dicho precepto.

Que de acuerdo con lo que disponen las fracciones II y III del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, los comentarios presentados por los interesados fueron analizados en el seno del citado Comité, realizándose las modificaciones procedentes a dicha Norma; las respuestas a los comentarios de referencia fueron publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 24 de diciembre de 1996.

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de Normas Oficiales Mexicanas, el Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión de fecha 30 de octubre de 1996, aprobó la 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, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente

**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.**

### ÍNDICE

1	Objetivo y campo de aplicación
2	Referencias
3	Definiciones
4	Especificaciones
5	Métodos de prueba
6	Verificación
7	Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales
8	Bibliografía
9	Observancia de esta Norma
10	Transitorio
11	Anexo 1

## 1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, con el objeto de proteger su calidad y posibilitar sus usos, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma Oficial Mexicana no se aplica a las descargas de aguas provenientes de drenajes separados de aguas pluviales.

## 2. REFERENCIAS

Norma Mexicana NMX-AA-003 Aguas residuales – Muestreo, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 25 de marzo de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-004 Aguas – Determinación de sólidos sedimentables en aguas residuales – Método del cono Imhoff, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 13 de septiembre de 1977.

Norma Mexicana NMX-AA-005 Aguas – Determinación de grasas y aceites – Método de extracción soxhlet, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 8 de agosto de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-006 Aguas – Determinación de materia flotante – Método visual con malla específica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 5 de diciembre de 1973.

Norma Mexicana NMX-AA-007 Aguas – Determinación de la temperatura – Método visual con termómetro, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 23 de julio de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-008 Aguas – Determinación de pH – Método potenciométrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 25 de marzo de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-026 Aguas – Determinación de nitrógeno total – Método Kjeldahl, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 27 de octubre de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-028 Aguas – Determinación de demanda bioquímica de oxígeno – Método de incubación por diluciones, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de julio de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-029 Aguas – Determinación de fósforo total – Métodos espectrofotométricos, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 21 de octubre de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-034 Aguas – Determinación de sólidos en agua – Método gravimétrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de julio de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-042 Aguas – Determinación del número más probable de coliformes totales y fecales – Método de tubos múltiples de fermentación, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 22 de junio de 1987.

Norma Mexicana NMX-AA-046 Aguas – Determinación de arsénico en agua – Método espectrofotométrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 21 de abril de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-051 Aguas – Determinación de metales – Método espectrofotométrico de absorción atómica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 22 de febrero de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-057 Aguas – Determinación de plomo – Método de la ditiizona, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 29 de septiembre de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-058 Aguas – Determinación de cianuros – Método colorimétrico y titulométrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 14 de diciembre de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-060 Aguas – Determinación de cadmio – Método de la ditiizona, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 26 de abril de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-064 Aguas – Determinación de mercurio – Método de la ditiizona, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de marzo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-066 Aguas – Determinación de cobre – Método de la neocuproína, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 16 de noviembre de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-078 Aguas – Determinación de zinc – Métodos colorimétricos de la ditizona I, la ditizona II y espectrofotometría de absorción atómica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 12 de julio de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-079 Aguas Residuales – Determinación de nitrógeno de nitratos (Brucina), publicada en el Diario Oficial de la Federación el 14 de abril de 1986.

Norma Mexicana NMX-AA-099 – Determinación de nitrógeno de nitritos – Agua potable, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 11 de febrero de 1987.

### 3. DEFINICIONES

- 3.1 **Aguas costeras** Son las aguas de los mares territoriales en la extensión y términos que fija el derecho internacional; así como las aguas marinas interiores, las lagunas y esteros que se comuniquen permanente o intermitentemente con el mar.
- 3.2 **Aguas nacionales** Las aguas propiedad de la Nación, en los términos del párrafo quinto del Artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos.
- 3.3 **Aguas residuales** Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.
- 3.4 **Aguas pluviales** Aquellas que provienen de lluvias, se incluyen las que provienen de nieve y granizo.
- 3.5 **Bienes nacionales** Son los bienes cuya administración está a cargo de la Comisión Nacional del Agua en términos del artículo 113 de la Ley de Aguas Nacionales.
- 3.6 **Carga contaminante** Cantidad de un contaminante expresada en unidades de masa por unidad de tiempo, aportada en una descarga de aguas residuales.
- 3.7 **Condiciones particulares de descarga** El conjunto de parámetros físicos, químicos y biológicos y de sus niveles máximos permitidos en las descargas de agua residual, determinados por la Comisión Nacional del Agua para el responsable o grupo de responsables de la descarga o para un cuerpo receptor específico, con el fin de preservar y controlar la calidad de las aguas conforme a la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento.
- 3.8 **Contaminantes básicos** Son aquellos compuestos y parámetros que se presentan en las descargas de aguas residuales y que pueden ser removidos o estabilizados mediante tratamientos convencionales. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: grasas y aceites, materia flotante, sólidos sedimentables, sólidos suspendidos totales, demanda bioquímica de oxígeno, nitrógeno total (suma de las concentraciones de nitrógeno Kjeldahl, de nitritos y de nitratos, expresadas como mg/litro de nitrógeno), fósforo total, temperatura y pH.
- 3.9 **Contaminantes patógenos y parasitarios** Son aquellos microorganismos, quistes y huevos de parásitos que pueden estar presentes en las aguas residuales y que representan un riesgo a la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los coliformes fecales y los huevos de helminto.
- 3.10 **Cuerpo receptor** Son las corrientes, depósitos naturales de agua, presas, cauces, zonas marinas o bienes nacionales donde se descargan aguas residuales, así como los terrenos en donde se infiltran o inyectan dichas aguas cuando puedan contaminar el suelo o los acuíferos.
- 3.11 **Descarga** Acción de verter, infiltrar, depositar o inyectar aguas residuales a un cuerpo receptor en forma continua, intermitente o fortuita, cuando éste es un bien del dominio público de la Nación.
- 3.12 **Embalse artificial** Vaso de formación artificial que se origina por la construcción de un bordo o cortina y que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial.
- 3.13 **Embalse natural** Vaso de formación natural que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial.
- 3.14 **Estuario** Es el tramo del curso de agua bajo la influencia de las mareas que se extiende desde la línea de costa hasta el punto donde la concentración de cloruro en el agua es de 250 mg/l.
- 3.15 **Humedales naturales** Las zonas de transición entre los sistemas acuáticos y terrestres que constituyen áreas de inundación temporal o permanente, sujetas o no a la influencia de mareas, como pantanos, ciénegas y marismas, cuyos límites los constituyen el tipo de vegetación hidrófila de presencia permanente o estacional; las áreas donde el suelo es predominantemente hidrico; y las áreas lacustres o de suelos permanentemente húmedos originadas por la descarga natural de acuíferos.

- 3.16 **Límite máximo permisible** Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido en la descarga de aguas residuales.
- 3.17 **Metales pesados y cianuros** Son aquellos que, en concentraciones por encima de determinados límites, pueden producir efectos negativos en la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: arsénico, cadmio, cobre, cromo, mercurio, níquel, plomo, zinc y cianuros.
- 3.18 **Muestra compuesta** La que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la Tabla A1. Para conformar la muestra compuesta, el volumen de cada una de las muestras simples deberá ser proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma.

Tabla A1 Frecuencia de muestreo para conformar muestras compuestas.

HORAS POR DÍA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA	# DE MUESTRAS SIMPLS	INTERVALO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLS (HRS.)	
		MÍNIMO	MÁXIMO
Menor que 4	Mínimo 2	-	-
De 4 a 8	4	1	2
Mayor que 8 y hasta 12	4	2	3
Mayor que 12 y hasta 18	6	2	3
Mayor que 18 y hasta 24	6	3	4

- 3.19 **Muestra simple** La que se tome en el punto de descarga, de manera continua, en día normal de operación que refleje cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga, durante el tiempo necesario para completar cuando menos, un volumen suficiente para que se lleven a cabo los análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargado en el sitio y en el momento del muestreo.

El volumen de cada muestra simple necesario para formar la muestra compuesta se determina mediante la siguiente ecuación:

$$VMS_i = VMC \left( \frac{Q_i}{Q_t} \right)$$

Donde:

- VMS<sub>i</sub> = volumen de cada una de las muestras simples "i", litros.  
 VMC = volumen de la muestra compuesta necesario para realizar la totalidad de los análisis de laboratorio requeridos, litros.  
 Q<sub>i</sub> = caudal medido en la descarga en el momento de tomar la muestra simple, litros por segundo.  
 Q<sub>t</sub> =  $\sum$  Q<sub>i</sub> hasta Q<sub>n</sub>, litros por segundo.

- 3.20 **Parámetro** Variable que se utiliza como referencia para determinar la calidad física, química y biológica del agua.
- 3.21 **Promedio diario (P.D.)** Es el valor que resulta del análisis de una muestra compuesta. En el caso del parámetro grasas y aceites, es el promedio ponderado en función del caudal, y la media geométrica para los coliformes fecales, de los valores que resulten del análisis de cada una de las muestras simples tomadas para formar la muestra compuesta. Las unidades de pH no deberán estar fuera del rango permisible, en ninguna de las muestras simples.
- 3.22 **Promedio mensual (P.M.)** Es el valor que resulte de calcular el promedio ponderado en función del caudal, de los valores que resulten del análisis de al menos dos muestras compuestas (Promedio diario).
- 3.23 **Riego no restringido** La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas en forma ilimitada como forrajes, granos, frutas, legumbres y verduras.
- 3.24 **Riego restringido** La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas, excepto legumbres y verduras que se consumen crudas.
- 3.25 **Río** Corriente de agua natural, perenne o intermitente, que desemboca a otras corrientes, o a un embalse natural o artificial, o al mar.
- 3.26 **Suelo** Cuerpo receptor de descargas de aguas residuales que se utiliza para actividades agrícolas.
- 3.27 **Tratamiento convencional** Son los procesos de tratamiento mediante los cuales se remueven o estabilizan los contaminantes básicos presentes en las aguas residuales.

3.28 **Uso en riego agrícola** La utilización del agua destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas y su preparación para la primera enajenación, siempre que los productos no hayan sido objeto de transformación industrial.

3.29 **Uso público urbano** La utilización de agua nacional para centros de población o asentamientos humanos, destinada para el uso y consumo humano, previa potabilización.

#### 4. ESPECIFICACIONES

4.1 La concentración de contaminantes básicos, metales pesados y cianuros para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, no debe exceder el valor indicado como límite máximo permisible en las Tablas A2 y A3 de esta Norma Oficial Mexicana. El rango permisible del potencial hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades. (Ver parte final del presente Anexo)

4.2 Para determinar la contaminación por patógenos se tomará como indicador a los coliformes fecales. El límite máximo permisible para las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, así como las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola) es de 1,000 y 2,000 como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente.

4.3 Para determinar la contaminación por parásitos se tomará como indicador los huevos de helminto. El límite máximo permisible para las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola), es de un huevo de helminto por litro para riego no restringido, y de cinco huevos por litro para riego restringido, lo cual se llevará a cabo de acuerdo a la técnica establecida en el anexo 1 de esta Norma.

4.4 Al responsable de la descarga de aguas residuales que antes de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana se le hayan fijado condiciones particulares de descarga, podrá optar por cumplir los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma, previo aviso a la Comisión Nacional del Agua.

4.5 Los responsables de las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales deben cumplir con la presente Norma Oficial Mexicana de acuerdo con lo siguiente:

a) Las descargas municipales tendrán como plazo límite las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla A4. El cumplimiento es gradual y progresivo, conforme a los rangos de población. El número de habitantes corresponde al determinado en el XI Censo Nacional de Población y Vivienda, correspondiente a 1990, publicado por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática.

b) Las descargas no municipales tendrán como plazo límite hasta las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla A5. El cumplimiento es gradual y progresivo, dependiendo de la mayor carga contaminante, expresada como demanda bioquímica de oxígeno (DBO<sub>5</sub>) o sólidos suspendidos totales (SST), según las cargas del agua residual, manifestadas en la solicitud de permiso de descarga, presentada a la Comisión Nacional del Agua.

Tabla A4 Descargas municipales.

FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	RANGO DE POBLACIÓN:
1 de enero de 2000	Mayor de 50,000 habitantes
1 de enero de 2005	De 20,001 a 50,000 habitantes
1 de enero de 2010	De 2,501 a 20,000 habitantes

Tabla A5 Descargas no municipales.

FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	CARGA CONTAMINANTE	
	Demanda bioquímica de oxígeno t/d (ton/día)	Sólidos suspendidos totales t/d (ton/día)
1 de enero de 2000	Mayor de 3.0	Mayor de 3.0
1 de enero de 2005	De 1.2 a 3.0	De 1.2 a 3.0
1 de enero de 2010	Menor de 1.2	Menor de 1.2

4.6 Las fechas de cumplimiento establecidas en las Tablas A4 y A5 de esta Norma Oficial Mexicana podrán ser adelantadas por la Comisión Nacional del Agua para un cuerpo receptor en específico, siempre y cuando exista el estudio correspondiente que valide tal modificación.

4.7 Los responsables de las descargas de aguas residuales municipales y no municipales, cuya concentración de contaminantes en cualquiera de los parámetros básicos, metales pesados y cianuros, que rebasen los límites máximos permisibles señalados en las Tablas A2 y A3 (Ver final del presente Anexo) de esta Norma Oficial Mexicana, multiplicados por cinco, para cuerpos receptores tipo B (ríos, uso público urbano), quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad del agua de sus descargas a la Comisión Nacional del Agua, en un plazo no mayor de 180 días naturales, a partir de la publicación de esta Norma en el Diario Oficial de la Federación.

Los demás responsables de las descargas de aguas residuales municipales y no municipales, que rebasen los límites máximos permisibles de esta norma, quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad de sus descargas a la Comisión Nacional del Agua, en las fechas establecidas en las Tablas A6 y A7.

Lo anterior, sin perjuicio del pago de derechos a que se refiere la Ley Federal de Derechos y a las multas y sanciones que establecen las leyes y reglamentos en la materia.

Tabla A6 Descargas municipales.

RANGO DE POBLACIÓN:	FECHA LÍMITE PARA PRESENTAR PROGRAMA DE ACCIONES:
Mayor de 50,000 habitantes	30 de junio de 1997
De 20,001 a 50,000 habitantes	31 de diciembre de 1998
De 2,501 a 20,000 habitantes	31 de diciembre de 1999

Tabla A7 Carga contaminante de las descargas no municipales.

DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO <sub>5</sub> y/o SÓLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (TON/DÍA)	FECHA LÍMITE PARA PRESENTAR PROGRAMA DE ACCIONES
Mayor de 3.0	30 de junio de 1997
De 1.2 a 3.0	31 de diciembre de 1998
Menor de 1.2	de 1999

- 4.8 El responsable de la descarga queda obligado a realizar el monitoreo de las descargas de aguas residuales para determinar el promedio diario y mensual. La periodicidad de análisis y reportes se indican en la Tabla A8 para descargas de tipo municipal y en la Tabla A9 para descargas no municipales. En situaciones que justifiquen un mayor control, como protección de fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, emergencias hidroecológicas o procesos productivos fuera de control, la Comisión Nacional del Agua podrá modificar la periodicidad de análisis y reportes. Los registros del monitoreo deberán mantenerse para su consulta por un período de tres años posteriores a su realización.

Tabla A8

RANGO DE POBLACIÓN	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANÁLISIS	FRECUENCIA DE REPORTE
Mayor de 50,000 habitantes	Uno mensual	Uno trimestral
De 20,000 a 50,000 habitantes	Uno trimestral	Uno semestral
De 2,501 a 20,000 habitantes	Uno semestral	Uno anual

Tabla A9

DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO <sub>5</sub> t/d (TON/DÍA)	SÓLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (TON/DÍA)	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANÁLISIS	FRECUENCIA DE REPORTE
Mayor de 3.0	Mayor de 3.0	Uno mensual	Uno trimestral
De 1.2 a 3.0	De 1.2 a 3.0	Uno trimestral	Uno semestral
Menor de 1.2	Menor de 1.2	Uno semestral	Uno anual

- 4.9 El responsable de la descarga estará exento de realizar el análisis de alguno o varios de los parámetros que se señalan en la presente Norma Oficial Mexicana, cuando demuestre que, por las características del proceso productivo o el uso que le dé al agua, no genera o concentra los contaminantes a exentar, manifestándolo ante la Comisión Nacional del Agua, por escrito y bajo protesta de decir verdad. La autoridad podrá verificar la veracidad de lo manifestado por el usuario. En caso de falsedad el responsable quedará sujeto a lo dispuesto en los ordenamientos legales aplicables.
- 4.10 En el caso de que el agua de abastecimiento registre alguna concentración promedio mensual de los parámetros referidos en los puntos 4.1, 4.2 y 4.3 de la presente Norma Oficial Mexicana, la suma de esta concentración al límite máximo permisible promedio mensual, es el valor que el responsable de la descarga está obligado a cumplir, siempre y cuando lo notifique por escrito a la Comisión Nacional del Agua.
- 4.11 Cuando se presenten aguas pluviales en los sistemas de drenaje y alcantarillado combinado, el responsable de la descarga tiene la obligación de operar su planta de tratamiento y cumplir con los límites máximos permisibles de esta Norma Oficial Mexicana, o en su caso con sus condiciones particulares de descarga, y podrá a través de una obra de desvío derivar el caudal excedente. El responsable de la descarga tiene la obligación de reportar a la Comisión Nacional del Agua el caudal derivado.



- 4.12 El responsable de la descarga de aguas residuales que, como consecuencia de implementar un programa de uso eficiente y/o recidaje del agua en sus procesos productivos, concentre los contaminantes en su descarga, y en consecuencia rebase los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma, deberá solicitar ante la Comisión Nacional del Agua se analice su caso particular, a fin de que ésta le fije condiciones particulares de descarga.

## 5. MÉTODOS DE PRUEBA

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, se deberán aplicar los métodos de prueba indicados en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana. El responsable de la descarga podrá solicitar a la Comisión Nacional del Agua, la aprobación de métodos de prueba alternos. En caso de aprobarse, dichos métodos podrán ser autorizados a otros responsables de descarga en situaciones similares.

Para la determinación de huevos de helminto se deberán aplicar las técnicas de análisis y muestreo que se presentan en el Anexo 1 de esta Norma Oficial Mexicana.

## 6. VERIFICACIÓN

La Comisión Nacional del Agua llevará a cabo muestreos y análisis de las descargas de aguas residuales, de manera periódica o aleatoria, con objeto de verificar el cumplimiento de los límites máximos permisibles establecidos para los parámetros señalados en la presente Norma Oficial Mexicana.

## 7. GRADO DE CONCORDANCIA CON NORMAS Y RECOMENDACIONES INTERNACIONALES

- 7.1 No hay normas equivalentes, las disposiciones de carácter interno que existen en otros países no reúnen los elementos y preceptos de orden técnico y jurídico que en esta Norma Oficial Mexicana se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- 8.1 APHA, AWWA, WPCF, 1995. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. USA. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales. 19ª Edición. E.U.A.).
- 8.2 Code of Federal Regulations. Title 40. Parts 100 to 149; 400 to 424; and 425 to 629. Protection of Environment 1992. USA. (Código de Normas Federales. Título 40. Partes 100 a 149; 400 a 424; y 425 a 629. Protección al Ambiente. E.U.A.)
- 8.3 Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988. Gordon M. Fair, John Ch. Geyer, Limusa, México.
- 8.4 Industrial Water Pollution Control, 1989. 2nd Edition. USA. (Control de la contaminación industrial del agua. Eckenfelder W.W. Jr. 2ª Edición McGraw-Hill International Editions. E.U.A.)
- 8.5 Manual de Agua para Usos Industriales, 1988. Sheppard T. Powell. Ediciones Ciencia y Técnica, S.A. 1ª edición. Volúmenes 1 al 4. México.
- 8.6 Manual de Agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. McGraw-Hill. Volúmenes 1 al 3. México.
- 8.7 U.S.E.P.A. Development Document for Effluent Limitation Guidelines And New Source Performance Standard For The 1974 (Documento de Desarrollo de La U.S.E.P.A. para guías de límites de efluentes y estándares de evaluación de nuevas fuentes para 1974).
- 8.8 Water Treatment Chemicals. An Industrial Guide, 1991. (Tratamiento químico del agua. Una guía industrial) Flick, Ernest W. Noyes Publications. E.U.A.
- 8.9 Water Treatment Handbook, 1991. (Manual de tratamiento de agua. Degremont 6ª Edición Vol. I y II. E.U.A.)
- 8.10 Wastewater Engineering Treatment. Disposal, Reuse, 1991. 3rd Edition. USA. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reuso. Metcalf And Eddy. McGraw-Hill International Editions. 3ª Edición. E.U.A.)
- 8.11 Estudio de Factibilidad del Saneamiento del Valle de México. Informe Final. Dic. 1995. Comisión Nacional del Agua, Departamento del Distrito Federal, Estado de Hidalgo y Estado de México.
- 8.12 Guía Para el Manejo, Tratamiento y Disposición de Lodos Residuales de Plantas de Tratamiento Municipales. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. México, 1994.
- 8.13 Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. México, 1994.

- 8.14 Impact of Wastewater Reuse on Groundwater In The Mezquital Valley, Hidalgo State, México. Overseas Development Administration. Phase 1, Report - February 1995.
- 8.15 Evaluación de la Toxicidad de Descargas Municipales. Comisión Nacional del Agua. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Noviembre de 1993.
- 8.16 Tratabilidad del Agua Residual Mediante el Proceso Primario Avanzado. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1994-1995.
- 8.17 Estudio de la Desinfección del Efluente Primario Avanzado. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1994-1995.
- 8.18 Formación y Migración de Compuestos Organodorados a través de Columnas Empaquetadas con Suelo de la Zona de Tula-Mezquital-Actopan. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 8.19 Estudio de Calidad y Suministro del Agua para Consumo Doméstico del Valle del Mezquital. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 8.20 Estudio de Impacto Ambiental Asociado al Proyecto de Saneamiento del Valle de México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 8.21 Proyecto de Normatividad Integral para Mejorar la Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 8.22 Estudio de Disponibilidad de Agua en México en Función del Uso, Calidad y Cantidad. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.
- 8.23 Cost - Effective Water Pollution Control in The Northern Border Of México. Institute For Applied Environmental Economics (Tme), 1995.
- 8.24 XI Censo General de Población y Vivienda. INEGI / CONAPO 1990
- 8.25 Normas Oficiales Mexicanas para descargas de Aguas Residuales a Cuerpos Receptores: NOM-001-ECOL/1993 a NOM-033-ECOL/1993, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 18 de octubre de 1993; NOM-063-ECOL/1994 a NOM-065-ECOL/1994 publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 5 de enero de 1995; NOM-066-ECOL/1994 a NOM-068-ECOL-1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1995; NOM-069-ECOL/1994 y NOM-070-ECOL/1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 9 de enero de 1995; y NOM-071-ECOL-1994 a NOM-073-ECOL-1994, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 11 de enero de 1995.
- 8.26 Criterios Ecológicos de Calidad del Agua. SEMARNAP. Instituto de Ecología. México, D.F.
- 8.27 Catálogo Oficial de Plaguicidas Control Intersectorial para el Control del Proceso y Uso de Plaguicidas, Fertilizantes y Sustancias Tóxicas. SARH, SEDESOL, SSA y SECOFI. México, D.F. 1994.
- 8.28 Indicadores Socioeconómicos e Índice de Marginación Municipal 1990. CONAPO/CNA.
- 8.29 Bases para el Manejo Integral de la Cantidad y Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.
- 8.30 Manejando las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Reporte 1993. EUA. Comité Sobre el Manejo de las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Consejo de Ciencia y Tecnología sobre Agua. Comisión de Sistemas Técnicos e Ingeniería. Consejo Nacional de Investigación.
- 8.31 NMX-AA-087-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad Aguda con *Daphnia magna* Straus (Crustacea-Cladocera).- Método de Prueba).
- 8.32 NMX-AA-110-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad Aguda con *Artemia franciscana* Kellogs (Crustacea-Anostraca).- Método de Prueba.
- 8.33 NMX-AA-112-1995-SCFI. Análisis de Agua y Sedimento.- Evaluación de Toxicidad aguda con *Photobacterium phosphoreum*- Método de Prueba.
9. **OBSERVANCIA DE ESTA NORMA**
- 9.1 La vigilancia del cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, por conducto de la Comisión Nacional del Agua, y a la Secretaría de Marina en el ámbito de sus respectivas atribuciones, cuyo personal realizará los trabajos de inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento, Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y demás ordenamientos jurídicos aplicables.
- 9.2 La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación.

### 9.3 Se abrogan las normas oficiales mexicanas que a continuación se indican:

Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las centrales termoeléctricas convencionales.

Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria productora de azúcar de caña.

Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de refinación de petróleo y petroquímica.

Norma Oficial Mexicana NOM-004-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de fertilizantes excepto la que produzca ácido fosfórico como producto intermedio.

Norma Oficial Mexicana NOM-005-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de productos plásticos y polímeros sintéticos.

Norma Oficial Mexicana NOM-006-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de harinas.

Norma Oficial Mexicana NOM-007-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la cerveza y de la malta.

Norma Oficial Mexicana NOM-008-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de asbestos de construcción.

Norma Oficial Mexicana NOM-009-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de leche y sus derivados.

Norma Oficial Mexicana NOM-010-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de manufactura de vidrio plano y de fibra de vidrio.

Norma Oficial Mexicana NOM-011-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de productos de vidrio prensado y soplado.

Norma Oficial Mexicana NOM-012-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria huleira.

Norma Oficial Mexicana NOM-013-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del hierro y del acero.

Norma Oficial Mexicana NOM-014-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria textil.

Norma Oficial Mexicana NOM-015-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la celulosa y el papel.

Norma Oficial Mexicana NOM-016-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de bebidas gaseosas.

Norma Oficial Mexicana NOM-017-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de acabados metálicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-018-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de laminación, extrusión y estiraje de cobre y sus aleaciones.

Norma Oficial Mexicana NOM-019-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de impregnación de productos de aserradero.

Norma Oficial Mexicana NOM-020-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de asbestos textiles, materiales de fricción y selladores.

Norma Oficial Mexicana NOM-021-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del curtido y acabado en pieles.

Norma Oficial Mexicana NOM-022-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de matanza de animales y empacado de cárnicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-023-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de envasado de conservas alimenticias.

Norma Oficial Mexicana NOM-024-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de papel a partir de celulosa virgen.

Norma Oficial Mexicana NOM-025-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de papel a partir de fibra celulósica reciclada.

Norma Oficial Mexicana NOM-026-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de restaurantes o de hoteles.

Norma Oficial Mexicana NOM-027-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del beneficio del café.

Norma Oficial Mexicana NOM-028-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de preparación y envasado de conservas de pescados y mariscos y de la industria de producción de harina y aceite de pescado.

Norma Oficial Mexicana NOM-029-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de hospitales.

Norma Oficial Mexicana NOM-030-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de jabones y detergentes.

Norma Oficial Mexicana NOM-032-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales de origen urbano o municipal para su disposición mediante riego agrícola.

Norma Oficial Mexicana NOM-033-ECOL-1993, que establece las condiciones bacteriológicas para el uso de las aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de éstas con la de los cuerpos de agua, en el riego de hortalizas y productos hortofrutícolas. Publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 18 de octubre de 1993.

La nomenclatura de las Normas Oficiales Mexicanas antes citadas está en términos del Acuerdo por el que se reforma la nomenclatura de 58 Normas Oficiales Mexicanas en materia de Protección Ambiental, publicado en el Diario Oficial de la Federación el 29 de noviembre de 1994.

Asimismo se abrogan las siguientes normas oficiales mexicanas:

Norma Oficial Mexicana NOM-063-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria vinícola.

Norma Oficial Mexicana NOM-064-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la destilería.

Norma Oficial Mexicana NOM-065-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de pigmentos y colorantes. Publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 5 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-066-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la galvanoplastia.

Norma Oficial Mexicana NOM-067-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de los sistemas de alcantarillado o drenaje municipal.

Norma Oficial Mexicana NOM-068-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de aceites y grasas comestibles de origen animal y vegetal, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-069-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de componentes eléctricos y electrónicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-070-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de preparación, conservación y envasado de frutas, verduras y legumbres en fresco y/o congelados, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 9 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-071-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de productos químicos inorgánicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-072-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de fertilizantes fosfatados, fosfatos, polifosfatos, ácido fosfórico, productos químicos inorgánicos fosfatados, exceptuando a los fabricantes de ácido fosfórico por el proceso de vía húmeda.

Norma Oficial Mexicana NOM-073-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias farmacéutica y farmoquímica, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 11 de enero de 1995.

## TRANSITORIO

ÚNICO. A partir de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, el responsable de la descarga de aguas residuales:

- 1) Que cuente con planta de tratamiento de aguas residuales, está obligado a operar y mantener dicha infraestructura de saneamiento, cuando su descarga no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma.

Puede optar por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, o los establecidos en sus condiciones particulares de descarga, previa notificación a la Comisión Nacional del Agua.

En el caso de que la calidad de la descarga que se obtenga con dicha infraestructura no cumpla con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, debe presentar a la Comisión Nacional del Agua, en los plazos establecidos en las Tablas A6 y A7, su programa de acciones u obras a realizar para cumplir en las fechas establecidas en las Tablas A4 y A5, según le corresponda.

Los que no cumplan, quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.

En el caso de que el responsable de la descarga opte por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana y que descargue una mejor calidad de agua residual que la establecida en esta Norma, puede gozar de los beneficios e incentivos que para tal efecto establece la Ley Federal de Derechos.

- 2) Que se hubiere acogido a los Decretos Presidenciales que otorgan facilidades administrativas y fiscales a los usuarios de Aguas Nacionales y sus Bienes Públicos inherentes, publicados en el Diario Oficial de la Federación el 11 de octubre de 1995, en la materia, quedará sujeto a lo dispuesto en los mismos y en lo conducente a la Ley Federal de Derechos.
- 3) No debe descargar concentraciones de contaminantes mayores a las que descargó durante los últimos tres años o menos, si empezó a descargar posteriormente, de acuerdo con sus registros y/o con los informes presentados ante la Comisión Nacional del Agua en ese período si su descarga tiene concentraciones mayores a las establecidas como límite máximo permisible en esta Norma. Los responsables que no cumplan con esta especificación, quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.
- 4) Que establezca una nueva instalación industrial, posterior a la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el Diario Oficial de la Federación, no podrá acogerse a las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla A5 de esta Norma y debe cumplir con los límites máximos permisibles para su descarga, 180 días calendario después de iniciar la operación del proceso generador, debiendo notificar a la Comisión Nacional del Agua dicha fecha.
- 5) Que incremente su capacidad o amplíe sus instalaciones productivas, posterior a la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el Diario Oficial de la Federación, éstas nuevas descargas no podrán acogerse a las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla A5 de esta Norma y debe cumplir con los límites máximos permisibles para éstas, 180 días calendario después de iniciar la operación del proceso generador, debiendo notificar a la Comisión Nacional del Agua dicha fecha.
- 6) Que no se encuentre en alguno de los supuestos anteriores, deberá cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, sujeto a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos, en lo conducente.

México, Distrito Federal, a los once días del mes de diciembre de mil novecientos noventa y seis. La Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, Julia Carabias Lillo.- Rúbrica.

Tabla A.2 y A.3 Límites máximos permisibles para contaminantes básicos metales pesados y cianuros.

PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique)	RÍOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS						SUELO USO EN RIEGO AGRÍCOLA (A)		HUMEDAL NATURAL (B)		
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)		Recreación (B)		Estuarios (C)		PM	PD	PM	PD	
	PM	PD	PM	PD	PM	PD	PM	PD	PM	PD	PM	PD	PM	PD	PM	PD	PM	PD	PM	PD	
Temperatura °C (1)	NA	NA	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	NA	NA	40	40
Grasas y aceites (2)	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	
Materia flotante (3)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	
Sólidos sedimentables (ml/l)	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	NA	NA	1	2	
Sólidos suspendidos totales	150	200	75	125	40	60	75	125	40	60	100	175	75	125	75	125	NA	NA	75	125	
Demanda bioquímica de oxígeno	150	200	75	150	30	60	75	150	30	60	100	200	75	150	75	150	NA	NA	75	150	
Nitrógeno total Kjeldahl	40	60	40	60	15	25	40	60	15	25	NA	NA	NA	NA	15	25	NA	NA	NA	NA	
Fósforo total	20	30	20	30	5	10	20	30	5	10	NA	NA	NA	NA	5	10	NA	NA	NA	NA	
Arsénico	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	
Cadmio	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.05	0.1	0.1	0.2	
Cianuro	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	2.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	
Cobre	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	
Cromo	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1.0	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1.0	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0	
Mercurio	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01	0.01	0.02	0.005	0.01	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01	
Níquel	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	
Plomo	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	5	10	0.2	0.4	
Zinc	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	

\*\* El rango permisible del potencial de hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades, el límite máximo permisible de coliformes fecales para descargas de aguas residuales es de 1,000 y 2,000 NMP/100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente. Además, el límite máximo de parásitos es 1 huevo de helminto por litro para riego restringido, y de 5 para riego no restringido.

- (1) Instantáneo
- (2) Muestra simple promedio ponderado
- (3) Ausente según el Método de prueba definido en la NMW-AA-006

P.D. = Promedio diario  
P.M. = Promedio mensual

(\*) Medidos de manera total  
(A), (B) y (C) = Tipo de cuerpo receptor según la Ley

---

## ANEXO 2

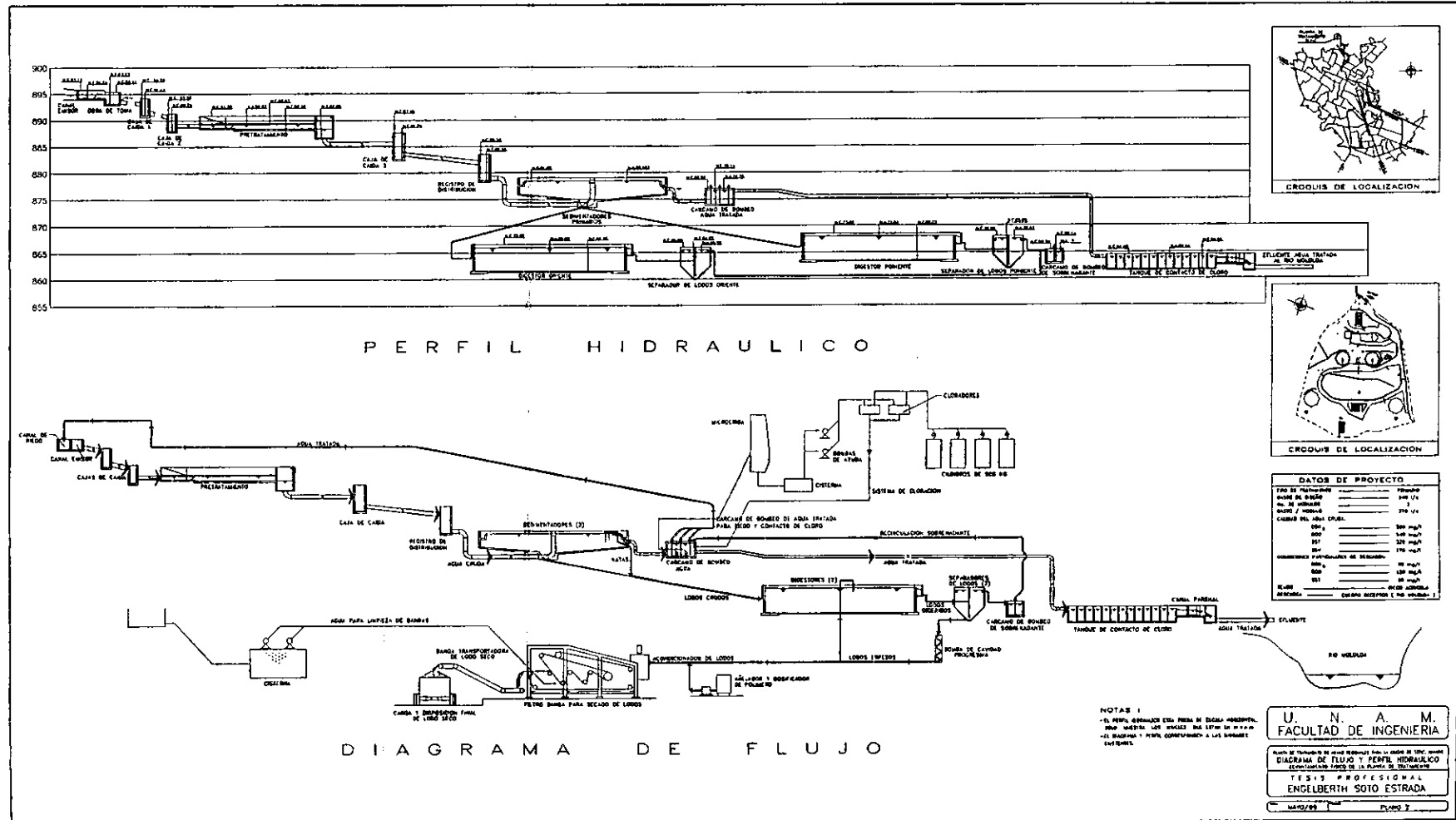
---

*Planos: Levantamiento Físico de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales; Tepic, Nayarit.*

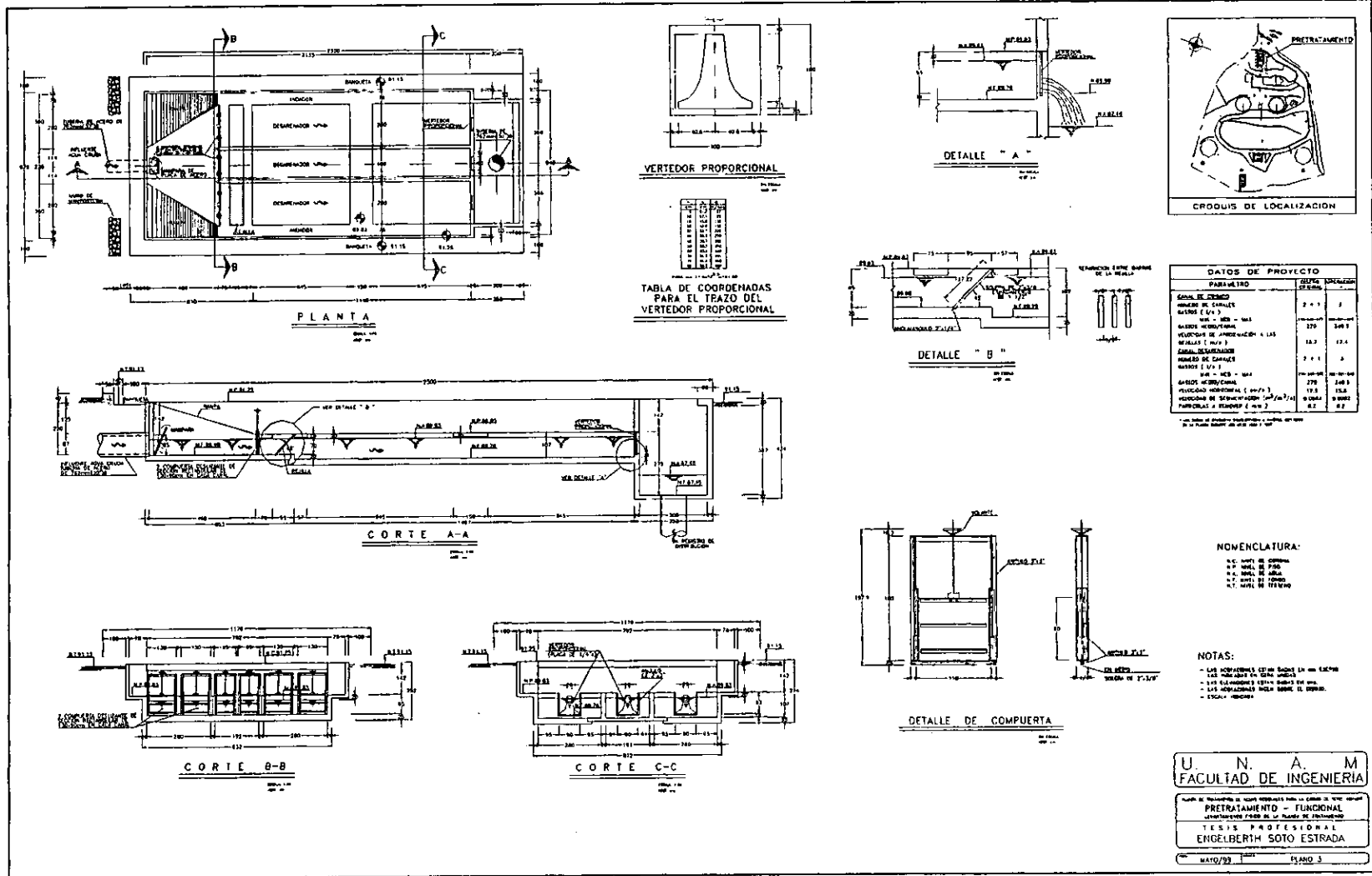




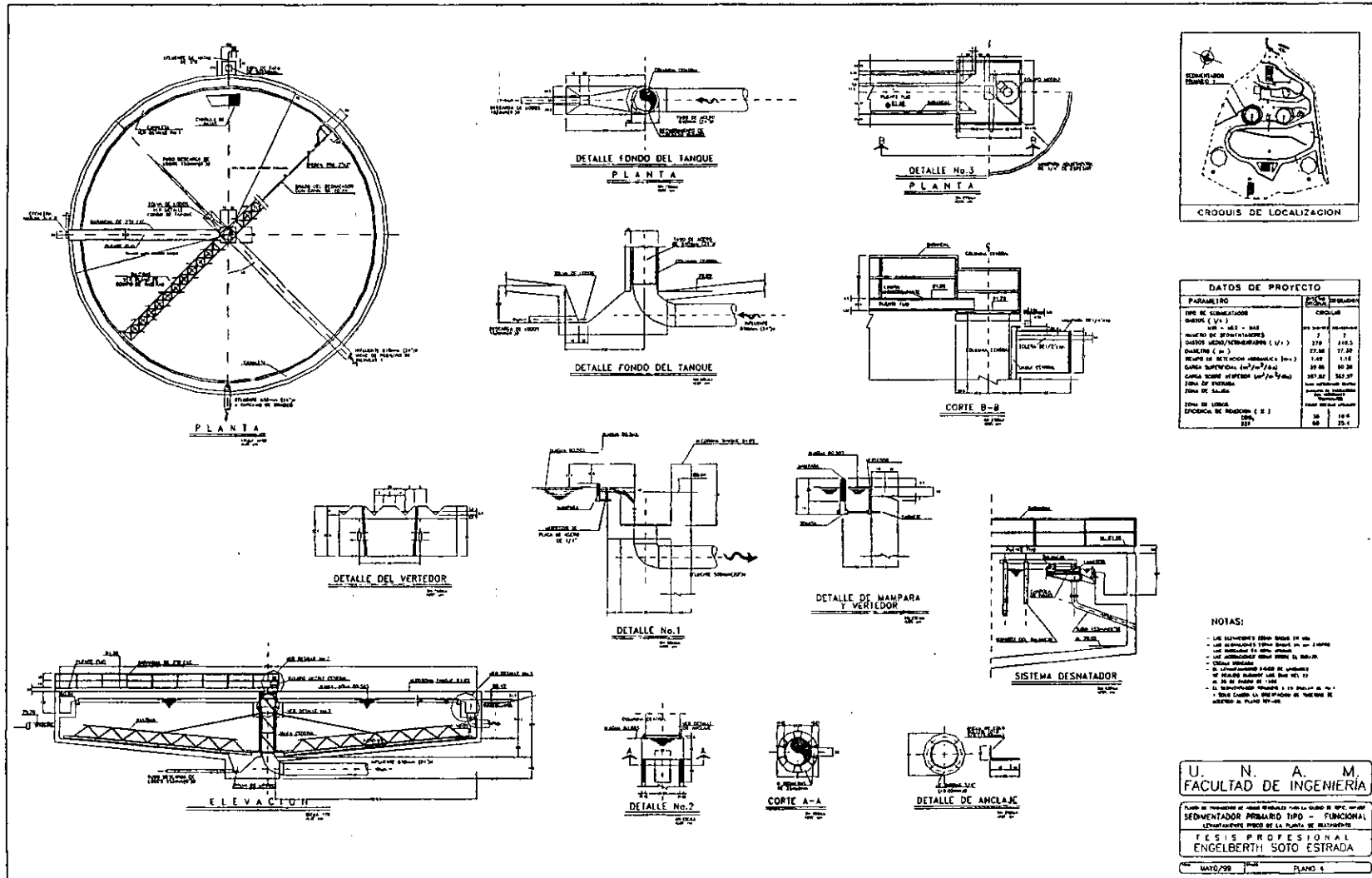
Plano No. 2 Diagrama de Flujo y Perfil Hidráulico.



Plano No. 3 Pretratamiento - Funcional



Plano No. 4 Sedimentador Primario Tipo – Funcional.



**DATOS DE PROYECTO**

PARAMETRO	VALOR	UNIDAD
TIPO DE COMENTACION		CIRCULAR
DIAMETRO (m)	2	2
ANCHO DE BARRERAS	0.60	0.60
ANCHO MEDIO/INTERMEDIO (m)	1.70	1.70
ANCHO (m)	2.70	2.70
ANCHO DE BARRERAS/INTERMEDIO (m)	1.40	1.40
ANCHO SUPERIOR (m)	0.60	0.60
CANTO SUPERIOR (m)	0.60	0.60
ZONA DE ENTRADA		
ZONA DE SALIDA		
TIPO DE LUBRO		
INDICACION DE MEDICION (E/S)		
ESCALA	1:50	

- NOTAS:**
- 1. Las dimensiones deben ser en milímetros.
  - 2. Los materiales deben ser de acero inoxidable.
  - 3. Los materiales de soldadura deben ser de acero inoxidable.
  - 4. El skimmer debe ser de tipo flotante.
  - 5. El skimmer debe ser de tipo manual.
  - 6. El skimmer debe ser de tipo automático.
  - 7. El skimmer debe ser de tipo eléctrico.
  - 8. El skimmer debe ser de tipo neumático.
  - 9. El skimmer debe ser de tipo hidráulico.
  - 10. El skimmer debe ser de tipo mecánico.

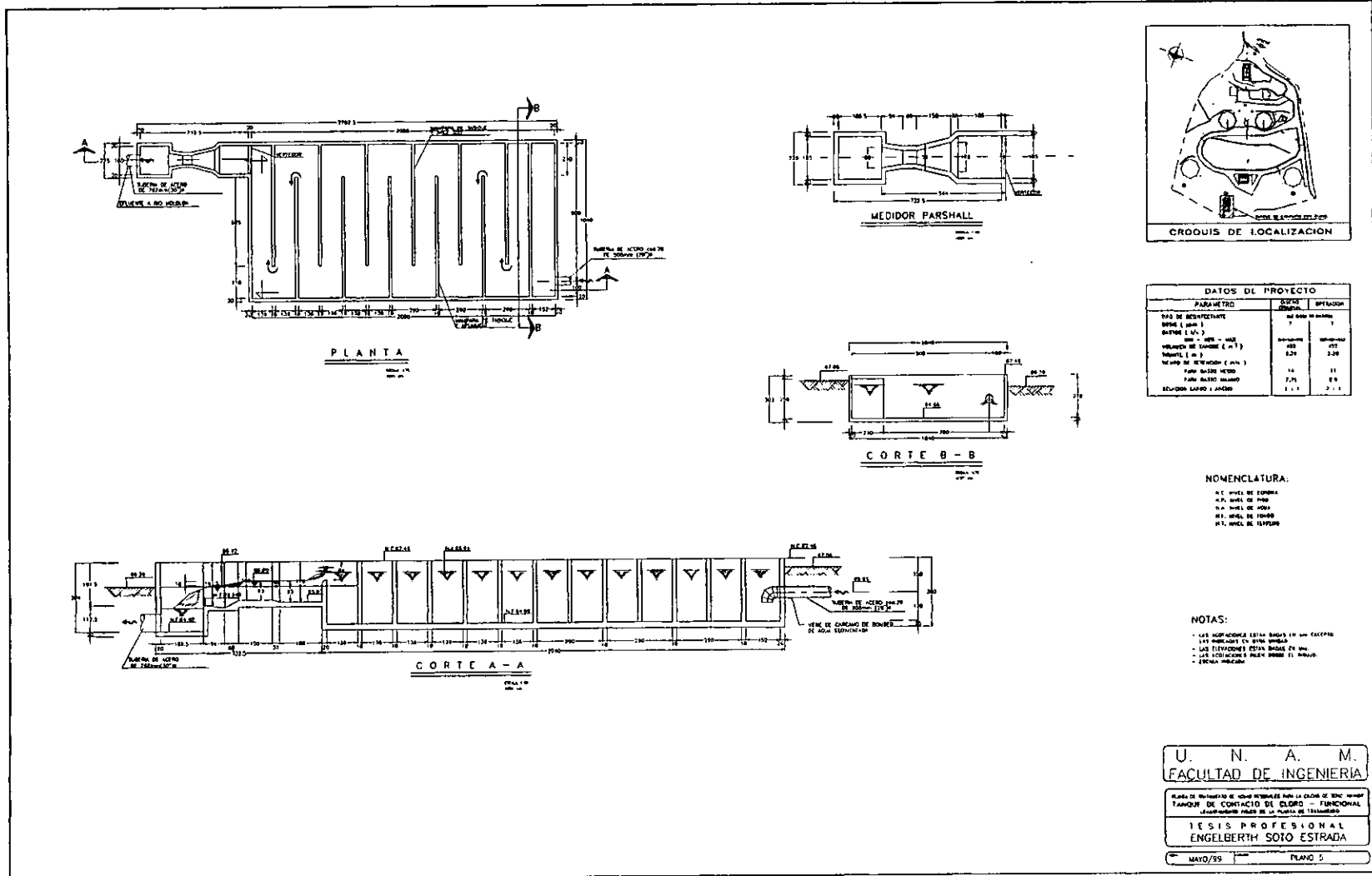
**U. N. A. M.**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**

PLANO DE PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TANQUE DE SEDIMENTACION PRIMARIO TIPO – FUNCIONAL  
 LEVANTAMIENTO FISICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

**ING. PROFESIONAL**  
**ENGELBERTH SOTO ESTRADA**

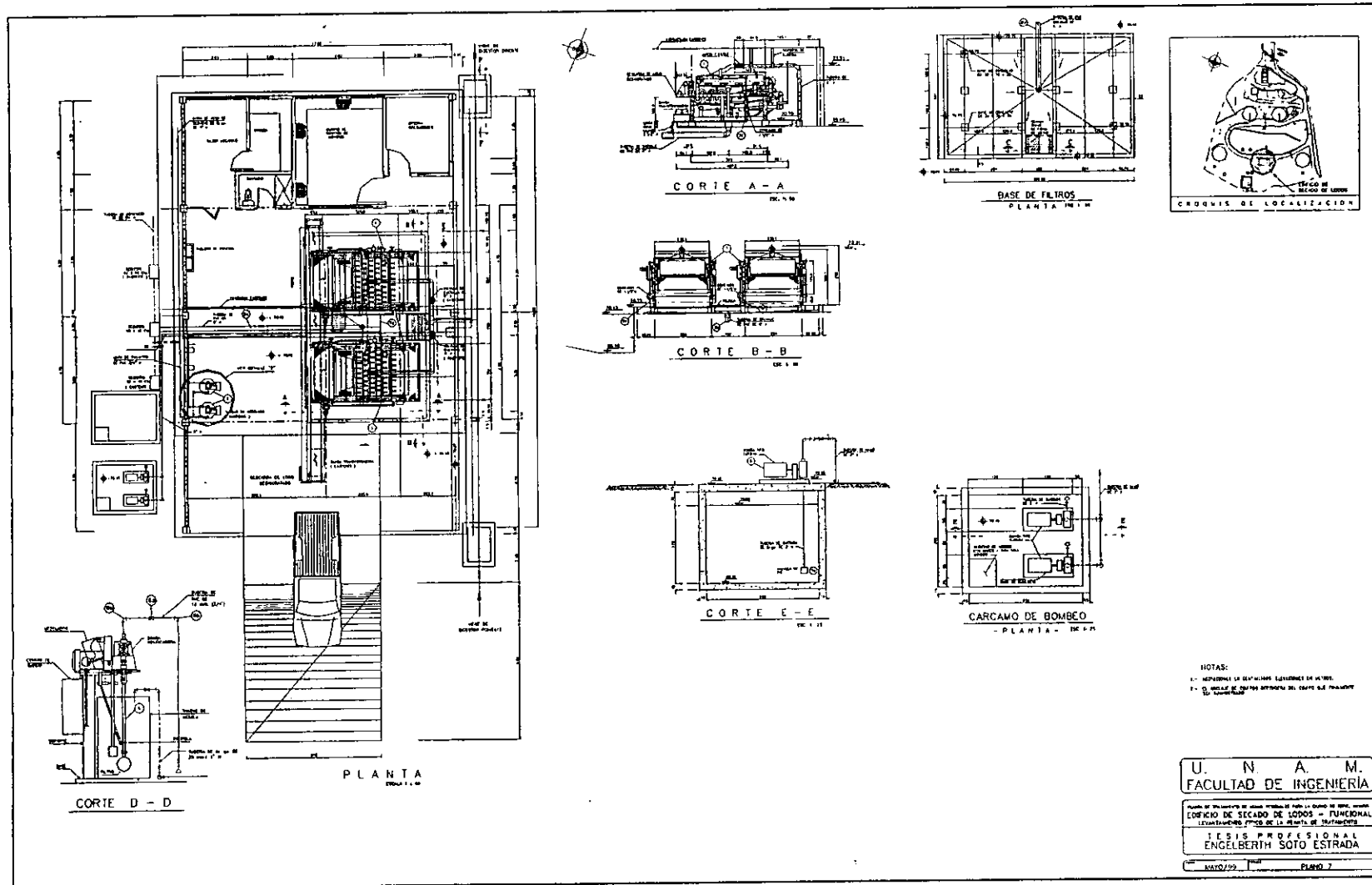
MAYO/99 PLANO 4

Plano No. 5 Tanque de Contacto de Cloro – Funcional.





Plano No. 7 Edificio de Secado de Lodos – Funcional.



# ANEXO 3

## Gastos y características del agua residual a tratar

TABLA C.1 Resumen de gastos aforados durante el programa de aforo y muestreo.  
INFLUENTE (Canal de Llegada)

HORA	GASTO (lps)					PROMEDIO
	FECHA					
	24 - 25	26 - 27	28 - 29	30 - 31	1 - 2	
10:00	-	525	529	512	497	515.75
12:00	602	532	612	520	543	561.8
14:00	555	594	573	619	464	561
16:00	517	542	576	542	581	551.6
18:00	479	569	535	485	492	512.0
20:00	480	519	518	479	465	492.2
22:00	407	502	469	430	388	439.2
0:00	474	468	554	471	366	466.6
2:00	388	368	354	428	360	379.6
4:00	360	375	359	374	354	464.4
6:00	328	353	332	401	341	351
8:00	413	410	441	393	433	418
<b>MÍNIMO</b>	<b>328</b>	<b>353</b>	<b>332</b>	<b>374</b>	<b>341</b>	<b>345.6</b>
<b>MÁXIMO</b>	<b>602</b>	<b>594</b>	<b>612</b>	<b>619</b>	<b>581</b>	<b>601.6</b>
<b>PROMEDIO</b>	<b>454.8</b>	<b>479.8</b>	<b>487.7</b>	<b>471.2</b>	<b>440.3</b>	<b>466.7</b>

Tabla C.2 Resumen de los aforos realizadas en el canal Parshall de la planta de tratamiento para los años 1996 y 1997.

FECHA	CAUDAL (lps)			FECHA	CAUDAL (lps)		
	PROMEDIO MENSUAL	MÍNIMO	MAXIMO		PROMEDIO MENSUAL	MÍNIMO	MAXIMO
01/96	789.14	567.24	847.00	01/97	848.61	761.68	993.33
02/96	803.45	671.94	860.45	02/97	785.96	701.47	880.43
03/96	838.02	728.50	883.78	03/97	764.55	402.37	918.74
04/96	803.64	717.60	928.92	04/97	759.32	652.94	885.59
05/96	793.37	657.99	868.49	05/97	662.46	268.47	898.04
06/96	676.23	385.25	867.53	06/97	678.38	375.42	830.80
07/96	492.15	304.42	700.98	07/97	585.18	462.78	820.20
08/96	-	-	-	08/97	627.30	520.31	703.30
09/96	719.01	662.87	984.11	09/97	264.94	28.76	717.29
10/96	301.50	197.41	475.79	10/97	639.88	512.83	747.65
11/96	668.21	441.56	854.97	11/97	643.92	496.46	783.79
12/96	827.18	677.28	946.06	12/97	-	-	-
<b>PROM. ANUAL</b>	<b>701.08</b>	<b>546.56</b>	<b>838.01</b>	<b>PROM. ANUAL</b>	<b>660.06</b>	<b>471.23</b>	<b>843.47</b>
<b>MÍNIMO</b>	<b>301.50</b>	<b>197.41</b>	<b>475.79</b>	<b>MÍNIMO</b>	<b>264.94</b>	<b>28.76</b>	<b>703.30</b>
<b>MÁXIMO</b>	<b>838.02</b>	<b>728.50</b>	<b>984.11</b>	<b>MÁXIMO</b>	<b>848.81</b>	<b>761.68</b>	<b>993.33</b>
<b>MEDIANA</b>	<b>789.14</b>	<b>657.99</b>	<b>867.53</b>	<b>MEDIANA</b>	<b>662.46</b>	<b>496.46</b>	<b>830.80</b>
<b>DESV. ESTDR.</b>	<b>166.51</b>	<b>184.16</b>	<b>140.01</b>	<b>DESV. ESTDR.</b>	<b>153.64</b>	<b>206.41</b>	<b>90.75</b>
<b>VARIANZA</b>	<b>27725.36</b>	<b>33915.12</b>	<b>19603.26</b>	<b>VARIANZA</b>	<b>23605.97</b>	<b>42605.01</b>	<b>8236.47</b>

FUENTE: SIAPA, Tepic.

Tabla C.3 Resumen de características obtenidas en el influente de la planta durante el programa de aforo y muestreo (1998).

PARÁMETRO	INFLUENTE					PROMEDIO
	24 - 25 ENERO	26 - 27 ENERO	28 - 29 ENERO	30 - 31 ENERO	01 - 02 FEBRERO	
Alcalinidad total, mg/l	200	164	193	173	87	163.40
Conductividad, $\mu$ mhos/cm	865	878	904	804	884	867.00
DBO <sub>5</sub> total, mg/l	196	330	150	144	253	214.60
DBO <sub>5</sub> soluble, mg/l	93	189	88	70	198	127.60
DQO total, mg/l	275	445	295	225	415	331.00
DQO soluble, mg/l	125	319	125	80	230	175.80
Fósforo total, mg/l	5.102	4.805	5.148	4.736	5.743	5.11
Grasas y aceites, mg/l	6	11	13	6	11	9.40
NTK, mg/l	15.878	33.405	23.368	20.372	21.57	22.92
pH, unidades de pH	6.4	6	6.1	6.8	5.5	6.16
SAAM, mg/l	8.963	6.519	9.56	9.183	9.183	8.68
SST, mg/l	108	164	76	108	112	113.60
SSV, mg/l	76	116	48	64	80	76.80
Sólidos Sedimentables, ml/l	1.8	2.5	2.5	1.6	0.1	1.70
Turbiedad, ppm SiO <sub>2</sub>	33	45	36	36	49	39.80
Coliformes Fecales, NMP/100 ml	2.3 E+04	2.8 E+06	2.8 E+06	7.0 E+05	1.7 E+05	12.9 E+05
Coliformes Totales, NMP/100 ml	3.0 E+04	1.6 E+07	1.6 E+07	3.5 E+06	5.0 E+06	8.1 E+06

Tabla C.4 Resumen de características obtenidas en el efluente de la planta durante el programa de aforo y muestreo (1998).

PARÁMETRO	EFLUENTE					PROMEDIO
	24 - 25 ENERO	26 - 27 ENERO	28 - 29 ENERO	30 - 31 ENERO	01 - 02 FEBRERO	
Alcalinidad total, mg/l	208	86	191	208	52	149.00
Conductividad, $\mu$ mhos/cm	917	950	831	838	840	875.20
DBO <sub>5</sub> total, mg/l	163	86	122	177	160	141.60
DBO <sub>5</sub> soluble, mg/l	96	70	72	66	190	98.80
DQO total, mg/l	220	510	225	250	530	347.00
DQO soluble, mg/l	204	157	190	90	210	170.20
Fósforo total, mg/l	4.805	6.499	4.629	5.194	7.941	5.81
Grasas y aceites, mg/l	10	10	10	8	10	9.60
NTK, mg/l	15.279	32.506	21.27	23.817	19.623	22.50
pH, unidades de pH	6.6	5.4	6.4	6.8	5.2	6.08
SAAM, mg/l	7.35	2.603	8.712	8.854	9.094	7.32
SST, mg/l	76	168	100	120	170	126.80
SSV, mg/l	68	56	64	88	110	77.20
Sólidos Sedimentables, ml/l	1.3	0.8	0.4	1	1	0.90
Turbiedad, ppm SiO <sub>2</sub>	39	45	22	30	36	34.40
Coliformes Fecales, NMP/100 ml	8.0 E+03	3.3 E+05	1.7 E+05	3.0 E+05	5.0 E+05	2.6 E+05
Coliformes Totales, NMP/100 ml	1.4 E+04	1.3 E+06	3.5 E+06	1.6 E+06	2.4 E+06	1.7 E+06

Tabla C.5 Análisis de la calidad de agua del influente, obtenidos durante el programa de aforo y muestreo.

INFLUENTE		PARÁMETRO				
		DBO total mg/l	DQO total mg/l	SST mg/l	Colif. Fecales NMP/100 ml	Colif. Totales NMP/100 ml
FECHA	24 - Ene. - 98	196.00	275.00	108.00	2.30 E+04	3.00 E+05
	26 - Ene. - 98	330.00	445.00	164.00	2.80 E+06	1.60 E+07
	28 - Ene. - 98	150.00	292.00	76.00	2.80 E+06	1.60 E+07
	30 - Ene. - 98	144.00	225.00	108.00	7.00 E+05	3.50 E+06
	01 - Feb. - 98	253.00	415.00	112.00	1.70 E+07	5.00 E+07
MEDIA		214.60	331.00	113.60	4.66 E+06	1.72 E+07
MÁXIMA		330.00	445.00	164.00	1.70 E+07	5.00 E+07
MÍNIMA		144.00	225.00	76.00	2.30 E+04	3.00 E+05
MEDIANA		196.00	295.00	108.00	2.80 E+06	1.60 E+07
DESV. ESTÁNDAR		77.93	94.50	31.70	7.01 E+06	1.97 E+07
VARIANZA		6073.80	8930.00	1004.80	4.91 E+13	3.88 E+14
MODA						



Tabla C.6 Análisis estadísticos de la calidad de agua cruda y tratada, recabados durante 1996.

FECHA	INFLUENTE								EFLUENTE							
	DBO <sub>5</sub> (mg/l)	DQO (mg/l)	SST (mg/l)	G y A (mg/l)	COLF.	COLT.	SAAM (mg/l)	pH	DBO <sub>5</sub> (mg/l)	DQO (mg/l)	SST (mg/l)	G y A (mg/l)	COLF.	COLT.	SAAM (mg/l)	pH
					NMP/100 ml	NMP/100 ml							NMP/100 ml			
28/12/95	324	468	274	-	-	-	-	-	288	385	196	-	-	-	-	-
27/01/96	504	842	195	22	-	-	-	-	360	697	185	18	-	-	-	-
27/02/96	309	364	91	33	-	-	-	-	345	416	121	29	-	-	-	-
25/03/96	309	655	211	61	-	-	-	-	280	603	152	89	-	-	-	-
23/04/96	468	666	288	27.9	-	-	-	-	528	790	87	35	-	-	-	-
30/05/96	456	936	413	28.8	-	-	-	-	657	1643	200	226.4	-	-	-	-
30/08/96	130	391	58	3	-	-	-	-	79	187	66	0.9	-	-	1.02	-
3/10/96	126	236	38	6.7	4.6 E5	1.1 E6	-	6.7	119	194	44	6.8	2.4 E5	4.6 E5	-	6.8
5/12/96	188	282	250	80	-	-	0.19	-	145	262	300	72	-	-	0.25	-
PROMEDIO	312.67	537.78	200.89	32.80	4.6 E5	1.1 E6	0.19	6.70	311.22	575.22	150.11	59.64	2.4 E5	4.6 E5	0.64	6.80
MÍNIMO	126.00	236.00	38.00	3.00	4.6 E5	1.1 E6	0.19	6.70	79.00	187.00	44.00	0.90	2.4 E5	4.6 E5	0.25	6.80
MÁXIMO	504.00	936.00	413.00	80.00	4.6 E5	1.1 E6	0.19	6.70	657.00	1643.0	300.00	226.40	2.4 E5	4.6 E5	1.02	6.80
MEDIANA	309.00	468.00	211.00	28.35	4.6 E5	1.1 E6	0.19	6.70	288.00	416.00	152.00	32.00	2.4 E5	4.6 E5	0.64	6.80
DESV. EST.	153.35	264.29	126.83	26.05	-	-	-	-	203.36	480.60	83.73	74.01	-	-	0.54	-
VARIANZA	20648	61802	14827	678.43	-	-	-	-	36261	207196	6430.8	5477.9	-	-	0.30	-

Tabla C.7 Análisis estadísticos de la calidad de agua cruda y tratada, recabados durante 1997.

FECHA	INFLUENTE								EFLUENTE							
	DBO <sub>5</sub> (mg/l)	DQO (mg/l)	SST (mg/l)	G y A (mg/l)	COLF.	COLT.	SAAM (mg/l)	pH	DBO <sub>5</sub> (mg/l)	DQO (mg/l)	SST (mg/l)	G y A (mg/l)	COLF.	COLT.	SAAM (mg/l)	pH
					NMP/100 ml	NMP/100 ml							NMP/100 ml			
4/01/97	230	322	105	96	1.1 E7	2.4 E7	-	6.08	230	312	85	45	3.0 E5	2.4 E6	-	6.1
30/01/97	276	481	320	236	4.6 E6	1.1 E7	-	-	207	369	60	143	2.4 E6	4.6 E6	-	-
23/03/97	612	849	230	85	1.1 E7	2.4 E7	-	5.9	460	749	223	72	4.6 E6	1.1 E7	-	5.9
30/04/97	360	824	29	40	-	-	-	7.0	303	627	18	22	-	-	6.90	-
30/05/97	258	619	72	63	-	-	-	6.8	246	508	58	42	-	-	6.90	-
23/03/97	144	580	15	63.5	-	-	-	6.9	90	375	8	32	-	-	-	7.0
3/09/97	144	278	30	76.1	-	-	-	6.0	138	249	12	47.53	-	-	-	-
7/10/97	115	230	19	66.8	-	-	11.90	6.7	90	200	13	36	-	-	8.80	6.5
27/10/97	111	679	46	78.2	-	-	-	6.7	76	420	10	33.74	-	-	-	6.8
27/11/97	211	536	32	58	-	-	-	-	121	263	24	33.5	-	-	-	-
PROMEDIO	246.1	539.8	87.0	85.18	7.8 E6	1.7 E7	11.90	6.57	192.33	417.78	47.33	51.31	3.5 E6	7.8 E6	7.53	6.55
MÍNIMO	111.0	230.0	15.0	40.0	4.6 E6	1.1 E7	11.90	5.90	76.00	200.00	8.00	22.00	2.4 E6	4.6 E6	6.90	5.90
MÁXIMO	612.0	849.0	320.0	236.0	1.1 E7	2.4 E7	11.90	7.00	460.00	749.00	223.00	143.00	4.6 E6	1.1 E7	8.80	7.00
MEDIANA	258.0	619.0	32.0	66.80	7.8 E6	1.7 E7	11.90	6.70	138.00	375.00	18.00	36.00	3.5 E6	7.8 E6	6.90	6.65
DESV. EST.	269.4	1705.0	71.97	13.97	-	-	-	0.44	135.88	193.84	73.41	14.98	-	-	1.10	0.48
VARIANZA	73661		12166	3369	2.0E13	8.4E13	-	0.19	16188	33213	4738.2	1378.5	2.4E12	2.0E13	1.20	0.23

---

## ANEXO 4

---

### *Análisis Económico*

**TABLA D.1**  
**ALTERNATIVA No. 1 FILTROS BIOLÓGICOS CON MEDIO PIEDRA**  
**COSTO UNITARIO DE AGUA TRATADA**

UNIDA	GASTO (LPS)	INVERSION					OPERACION Y MANTENIMIENTO					AMORT.	COSTO UNITARI \$/M	
		OBRA CIVIL	EQUIPO	TERREN	DIRECTOS	TOTAL	ENERGI ELECTRICA	REACTIVOS	MAT..	MANO OBRA	LAB. Y ADMINIST			TOTAL
<b>LINEA DE AGUA</b>	1000													
PRETRATAMIENTO						0			33,654	264,138		297,792		
SED. PRIMARIO		672,334	1,008,501			1,680,835	4,559		50,422	128,954		183,935		
FILTRO BIOLÓGICO		3,124,354	1,687,151			4,811,504			60,777	83,708		144,485		
SED. SECUNDARIO		2,238,298	1,430,004			3,668,303	5,039		55,956	147,577		208,572		
RECIRCULACION		1,327,649	1,991,474			3,319,123	302,801		23,231	70,797		396,828		
CLORACION		360,368	1,081,103			1,441,471	59,680	299,340	49,640	151,615		560,275		
BOMBEO A RIEGO		442,550	663,825			1,106,374	103,992		7,744	23,599		135,335		
<b>LINEA DE LODOS</b>														
DIGESTOR			3,024,183			3,024,183	1,230,375		28,339	255,068		1,513,782		
ESPEADOR		531,372	797,059			1,328,431	3,682		13,277	58,990		75,949		
DESHIDRACION			3,293,172			3,293,172	31,906			611,397		643,302		
					13,493,835	13,493,835								
		8,696,925	14,976,471	0	13,493,835	37,167,231	1,742,035	299,340	323,039	1,795,840	201,382	4,361,636	4,831,740	0.39
TASA DE INTERES = 12 %														
VIDA UTIL = 20 AÑOS														
COSTOS EN PESOS, EXCEPTO DONDE SE INDICA														

**TABLA D.2**  
**ALTERNATIVA No. 2 FILTROS BIOLÓGICOS MEDIO SINTÉTICO**  
**COSTO UNITARIO DE AGUA TRATADA**

UNIDA	GASTO (LPS)	INVERSION					OPERACION Y MANTENIMIENTO					AMORT.	COSTO UNITARIO \$/M	
		OBRA CIVIL	EQUIPO	TERREN	DIRECTOS	TOTAL	ENERGI ELECTRICA	REACTIVOS	MAT.	MANO OBRA	LAB. Y ADMINIST			TOTAL
<b>LINEA DE AGUA</b>	1000													
PRETRATAMIENTO						0			33,654	264,138		297,792		
SED. PRIMARIO		672,334	1,008,501			1,680,835	4,559		50,422	128,954		183,935		
FILTRO BIOLÓGICO		6,248,707	1,687,151			7,935,858			60,777	83,708		144,485		
SED. SECUNDARIO		2,238,298	1,430,004			3,668,303	5,039		55,956	147,577		208,572		
RECIRCULACION		1,327,649	1,991,474			3,319,123	302,801		23,231	70,797		396,828		
CLORACION		360,368	1,081,103			1,441,471	59,680	299,340	49,640	151,615		560,275		
BOMBEO A RIEGO		442,550	663,825			1,106,374	103,992		7,744	23,599		135,335		
<b>LINEA DE LODOS</b>														
DIGESTOR			3,024,183			3,024,183	1,230,375		28,339	255,068		1,513,782		
ESPEADOR		531,372	797,059			1,328,431	3,682		13,277	58,990		75,949		
DESHIDRACION			3,293,172			3,293,172	31,906			611,397		643,302		
					15,274,717	15,274,717								
		11,821,278	14,976,471	0	15,274,717	42,072,466	1,742,035	299,340	323,039	1,795,840	201,382	4,361,636	5,469,421	0.42
TASA DE INTERES = 12 %														
VIDA UTIL = 20 AÑOS														
COSTOS EN PESOS, EXCEPTO DONDE SE INDICA														

**TABLA D.3**  
**ALTERNATIVA No. 3 LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL**  
**COSTO UNITARIO DE AGUA TRATADA**

UNIDA	GASTO (LPS)	INVERSION					OPERACION Y MANTENIMIENTO					AMORT.	COSTO UNITARI \$/M	
		OBRA CIVIL	EQUIPO	TERREN	DIRECTOS	TOTAL	ENERGI ELECTRICA	REACTIVOS	MAT.	MANO OBRA	LAB. Y ADMINIST			TOTAL
<b>LINEA DE AGUA</b>	1000													
PRETRATAMIENTO						0			33,654	264,138		297,792		
SED. PRIMARIO		672,334	1,008,501			1,680,835	4,590		50,422	128,954		183,966		
LODOS ACTIVADOS C.		4,996,337	7,494,506			12,490,844	2,734,170		68,918	447,619		3,250,706		
SED. SECUNDARIO		2,238,298	1,430,004			3,668,303	6,673		72,505	199,929		279,106		
BOMBEO DE LODOS		866,565	1,299,847			2,166,412	459,598		15,164	82,544		557,305		
CLORACION		360,368	1,081,103			1,441,471	59,823	299,340	49,640	151,615		560,417		
BOMBEO A RIEGO		442,550	663,825			1,106,374	103,992		7,744	23,599		135,335		
<b>LINEA DE LODOS</b>														
DIGESTOR			8,732,669			8,732,669	2,460,750		46,521	380,885		2,888,156		
ESPESADOR		682,268	1,023,402			1,705,670	4,315		17,051	82,246		103,612		
DESHIDRACION			3,293,172			3,293,172	31,906			611,397		643,302		
						20,682,877								
						20,682,877								
		10,258,720	26,027,029	0	20,682,877	56,968,625	5,865,815	299,340	361,618	2,372,922	201,382	9,101,078	7,405,921	<b>0.70</b>
TASA DE INTERES = 12 %														
MDA UTIL = 20 AÑOS														
COSTOS EN PESOS, EXCEPTO DONDE SE INDICA														

**TABLA D.4**  
**RESUMEN DE COSTOS UNITARIOS DE AGUA**  
 (Considera únicamente las unidades de ampliación)

ALTERNATIVA	GASTO M3.	INVERSION					OPERACION Y MANTENIMIENTO							(*)		
		OBRA CIVIL	EQUIPO	TERRENO	DIRECTOS	TOTAL	ENERGIA ELECTRICA	REACTIVOS	MAT.	MANO DE OBRA	LAB. Y ADMINIST.	TOTAL	AMORT.	COSTO UNITARI POR INV.	COSTO UNITARI POR OP. Y MTO.	COSTO UNITARI \$/'
1.- FILTROS BIOLÓGICOS (MEDIO DE	1.0	8,696,92	14,976,47	0	13,493,83	37,167,23	1,742,035	299,340	323,039	1,795,840	201,382	4,361,636	4,831,740	0.204	0.184	0.389
2.- FILTROS BIOLÓGICOS (MEDIO	1.0	11,821,278	14,976,47	0	15,274,717	42,072,46	1,742,035	299,340	323,039	1,795,840	201,382	4,361,636	5,469,421	0.231	0.184	0.416
3.- Lodos Activados Convencional	1.0	10,258,72	26,027,02	0	20,682,87	56,968,62	5,865,815	299,340	361,618	2,372,92	201,382	9,101,078	7,405,921	0.313	0.385	0.698
TASA DE INTERES = 12 MDA UTIL = 20 COSTOS EN PESOS, EXCEPTO DONDE SE (*) EL COSTO UNITARIO INCLUYE ÚNICAMENTE LAS UNIDADES DE																

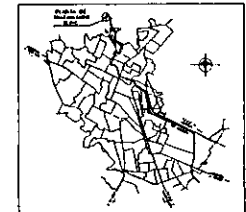
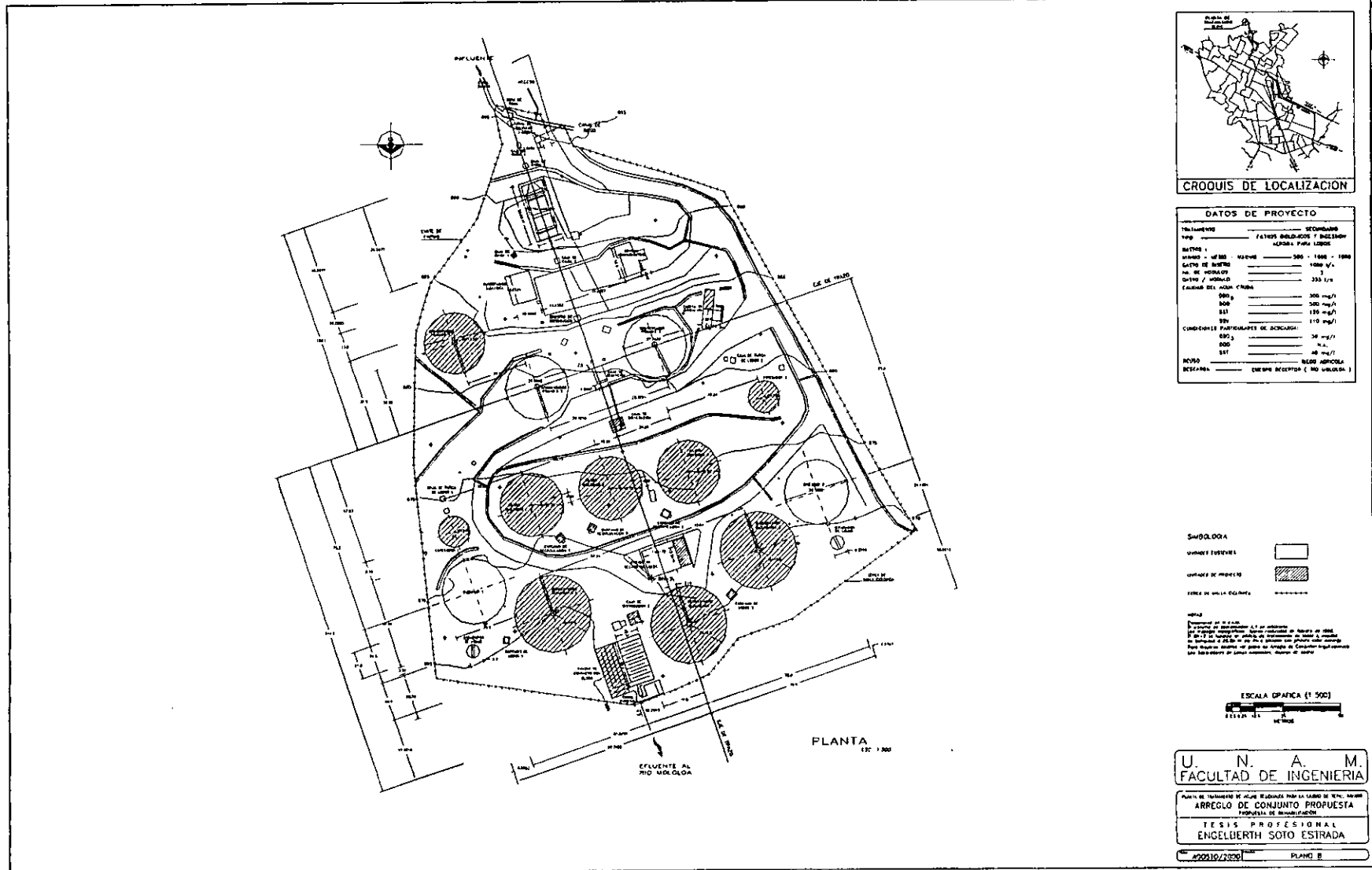
---

## ANEXO 5

*Planos: Alternativa de rehabilitación*

---

Plano 8. Arreglo de conjunto - Rehabilitación



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

**DATOS DE PROYECTO**

Trilustrado	SECOMBOS
Top	(ALTO MOLGOLA Y MOLGOLA)
ALMENA FOLIO 10000	
SECTOR	500 - 1000 - 1000
CANTO DE BARRIO	1000 m <sup>2</sup>
Nº DE UNIDADES	1
CANTO / UNIDAD	333 1/3
CANTIDAD DE AGUA CUBICA	
800	300 m <sup>3</sup> /d
800	300 m <sup>3</sup> /d
811	170 m <sup>3</sup> /d
810	110 m <sup>3</sup> /d
CONDICIONES PARTICULARES DE RECUBRIMIENTO	
800	30 m <sup>2</sup> /d
800	n.a.
811	40 m <sup>2</sup> /d
NOTA: REDES SEPARADAS	
DESCRIPCIÓN:	(SISTEMA RECEPTOR - NO RECUBRIDA)

- Simbología**
- UNIDADES EXISTENTES
  - UNIDADES DE PROYECTO
  - LINEAS DE BARRIO EXISTENTES

El presente es un plan de trabajo de rehabilitación de las redes de alcantarillado y de agua potable del sector de la zona de estudio, en el marco de la Ley de Rehabilitación de Infraestructura de Servicios Públicos y de la Ley de Rehabilitación de Infraestructura de Servicios Públicos. Este documento describe el plan de trabajo de rehabilitación de las redes de alcantarillado y de agua potable del sector de la zona de estudio.



**U. N. A. M.**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**

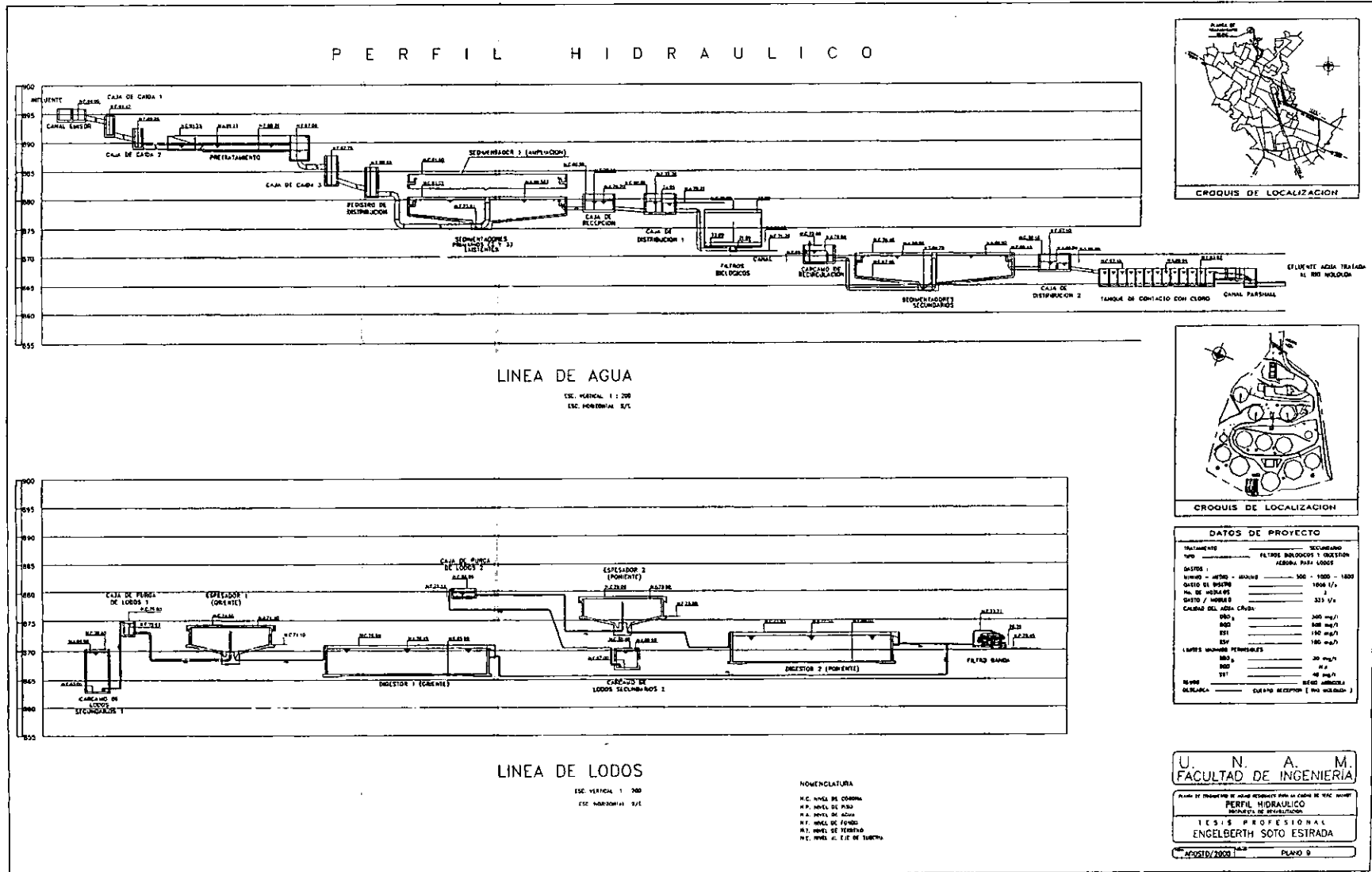
PLAN DE TRABAJO DE ALICATA RECONSTRUCCION PARA LA ZONA DE TRABAJO: ZONA DE  
**ARREGLO DE CONJUNTO PROPUESTA**  
 PROYECTO DE REHABILITACION

TESIS PROFESIONAL  
**ENGLUERTH SOTO ESTRADA**

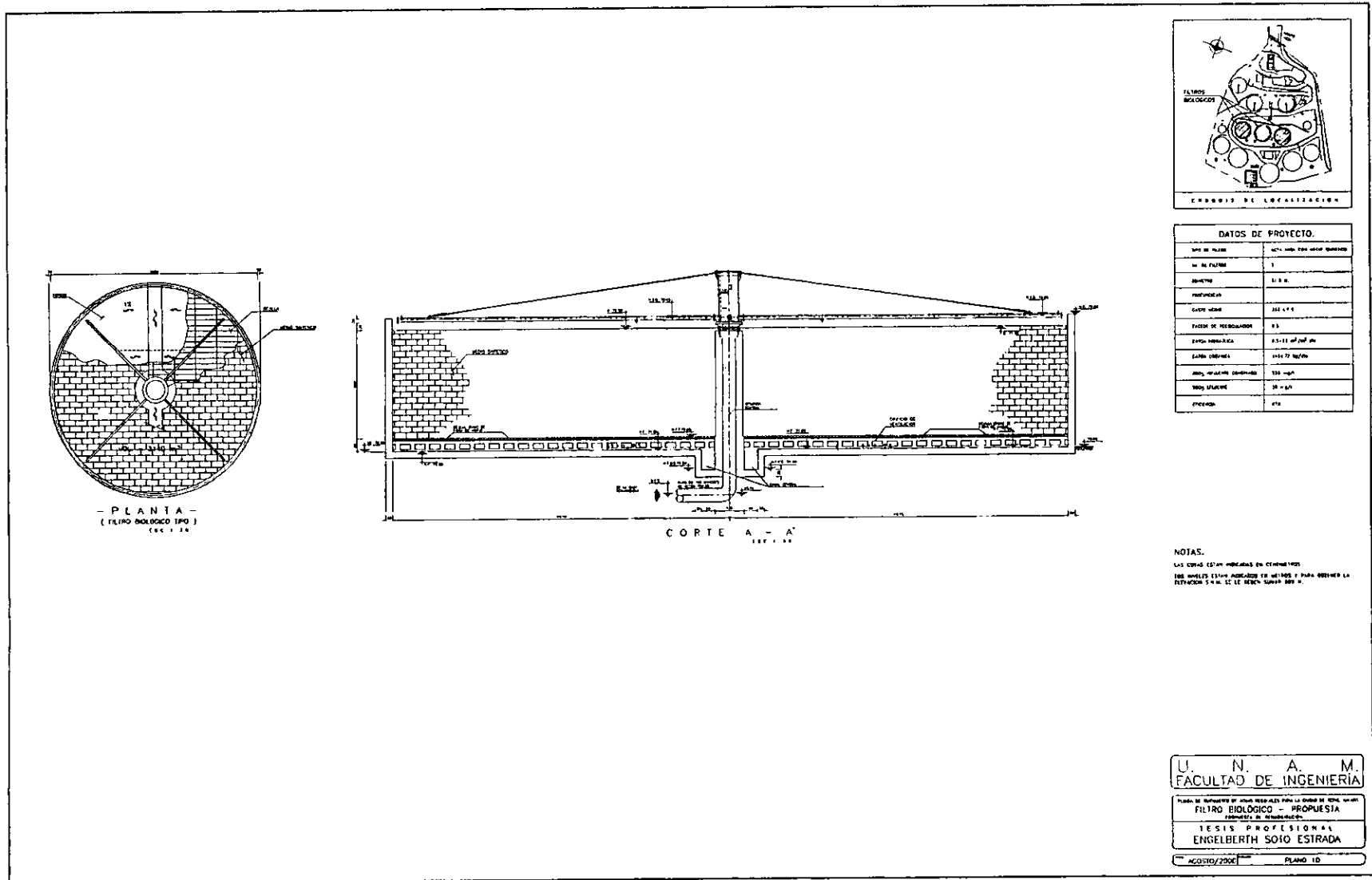
#20010/2070 PLAN 8



Plano 9. Perfil hidráulico – Rehabilitación



Plano 10. Filtros biológicos con medio sintético - Rehabilitación



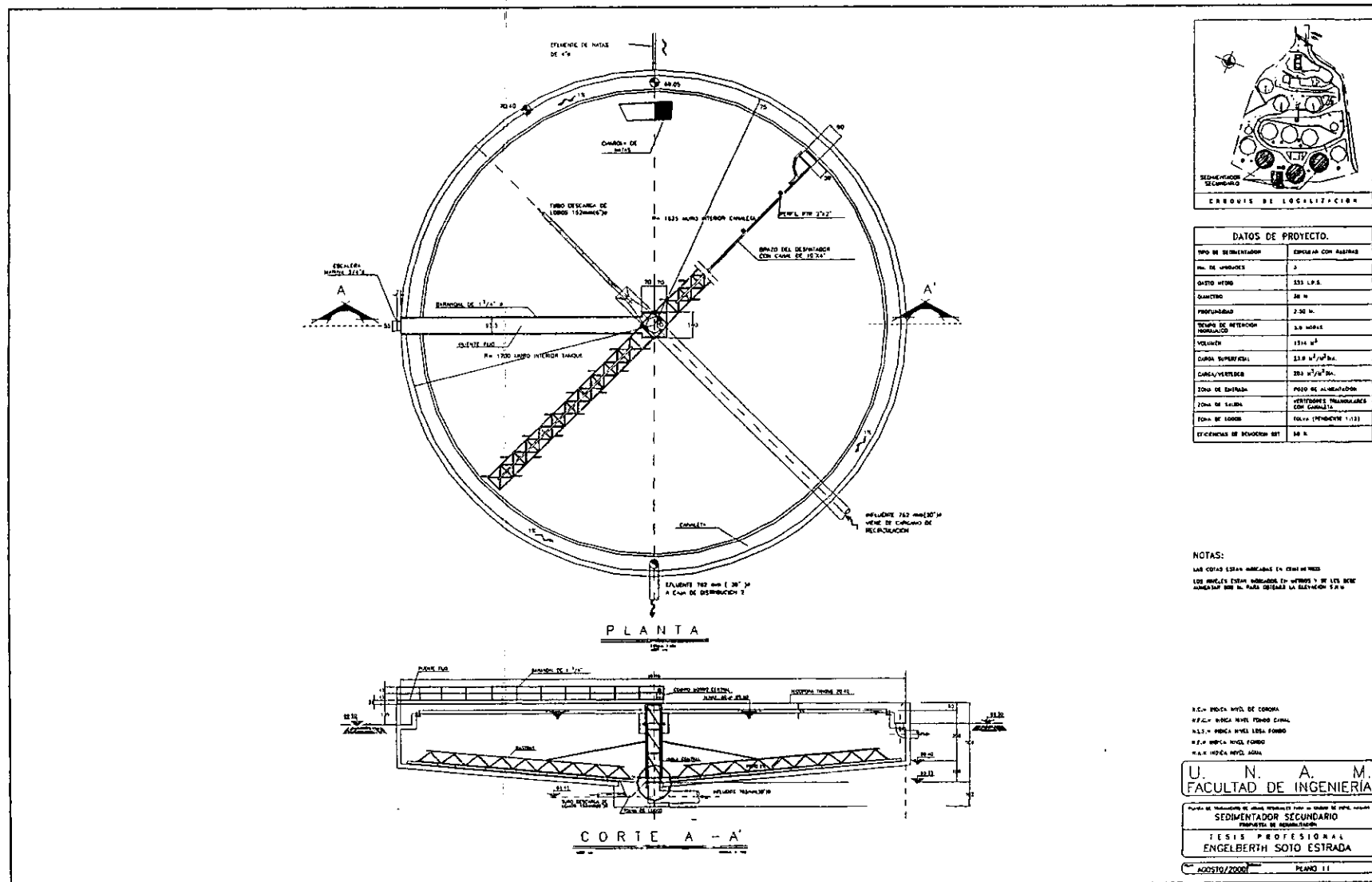
**DATOS DE PROYECTO.**

TIPO DE FILTRO	ACTIVO, MEDIO SINTÉTICO, BARRERAS
Nº DE FILTROS	1
DIÁMETRO	3.18 m.
PROFUNDIDAD	
CAPAZ DE AGUA	242.4 m <sup>3</sup>
FAJAS DE RECOLECCIÓN	8.5
ESPESOR DE LA PARED	0.25 m.
TIPO DE MUR	240 mm.
TIPO DE MUR	240 mm.
TIPO DE MUR	240 mm.
TIPO DE MUR	240 mm.
TIPO DE MUR	240 mm.

**NOTAS.**  
 LAS COTAS ESTÁN INDICADAS EN CENTÍMETROS.  
 LOS ANGLETS ESTÁN APLICADOS EN METROS Y PARA OBTENER LA EXTENSIÓN SÓLO SE LE DEBE MULTIPLICAR POR 10.

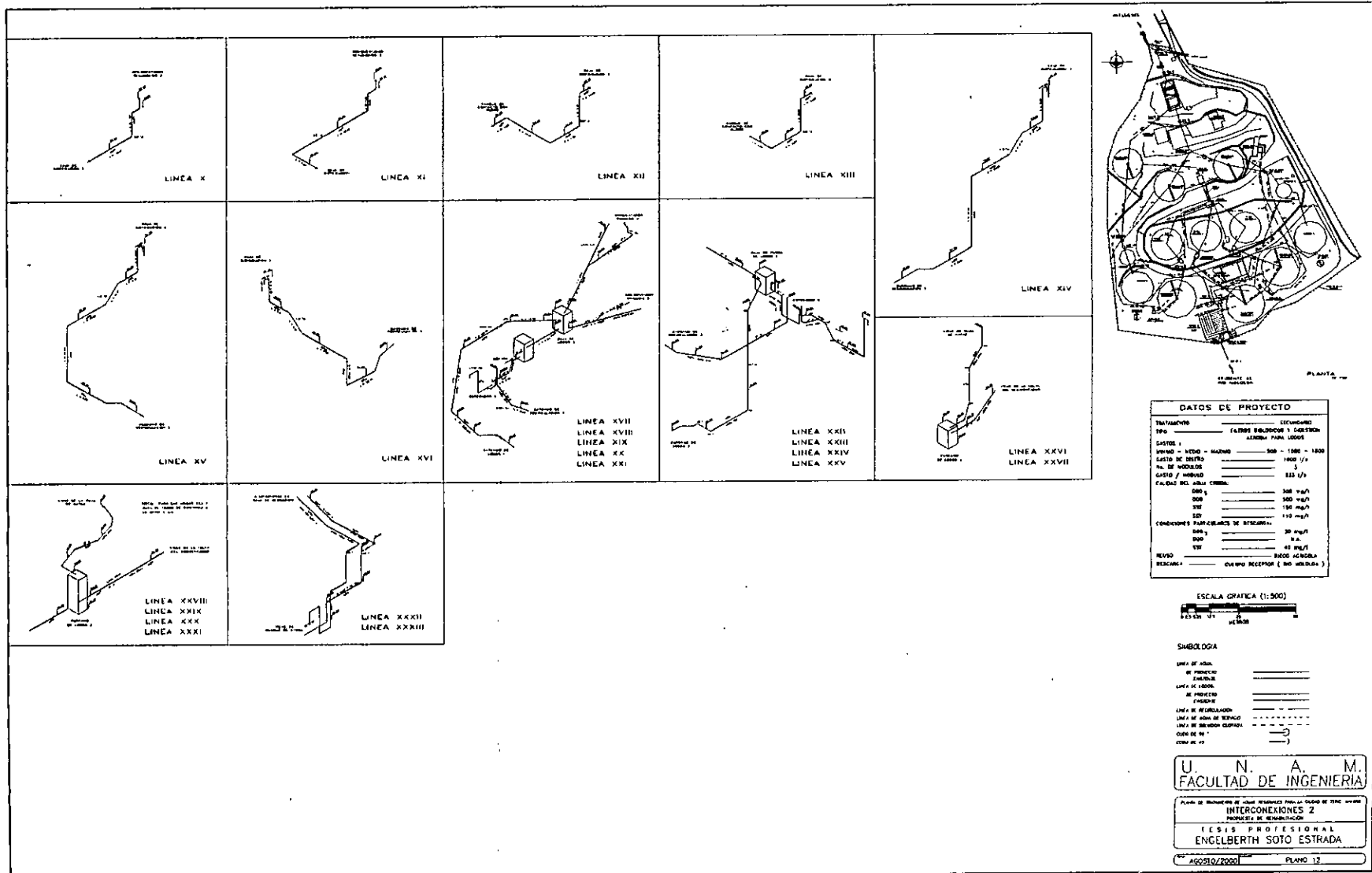
U. N. A. M.  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 FILTRO BIOLÓGICO - PROPUESTA  
 PROYECTO DE RECONSTRUCCIÓN  
 TESIS PROFESIONAL  
 ENGELBERT SOJO ESTRADA  
 AGOSTO/2006 PLANO 10

Plano 11. Sedimentador secundario – Rehabilitación





Plano 13. Interconexiones 2 – Rehabilitación



---

## ANEXO 6

---

*Resumen de cálculos hidráulicos*

TABLA F – 1 Ejemplo de la selección de tubería para el tramo L – III, gasto medio.

PERDIDAS EN TUBERIAS																						
COEF DE HAZEN (Agua Cruda) =										TIPO DE PIEZAS ESPECIALES USADAS												
120 (todos)					80																	
Gasto Total	Diam Ext. de Tub.		Vel.en Tub.	Long. de Tub.	Perd. en Tub.	Perd. en Acc.	Perd. Total	Esp de Tub.	Codo 90°	Codo 45°	Codo 30°	Codo 10°	Red. Grad.	Ent. Nor.	Sal. Tub.	T Pas Dir.	T Sal Lad.	T Sal Bilat.	Valv. Comp.	Valv. Rat.	SUMA VALOR K	
ips	pulg	mm	m/seg	m	m	m	m	mm	0.30	0.20	0.16	0.06	0.26	0.60	1.00	0.80	0.90	1.60	0.11	0.20	2.30	
333.00	0.84	15.80	1699.26	53.95	6341278.945	426794.878	6768074.123	2.77	2	4				1	1							2.9
333.00	1.05	20.93	967.87	53.95	1610479.551	#####	1748941.910	2.87	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	1.32	26.64	597.38	53.95	497359.379	52747.953	550107.632	3.38	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	1.66	35.04	345.24	53.95	130867.792	17617.854	148485.946	3.56	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	1.90	40.90	253.46	53.95	61660.756	9495.426	71156.483	3.68	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	2.38	52.51	153.80	53.95	18269.393	3496.271	21765.964	3.91	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	2.88	62.71	107.83	53.95	7695.552	1718.696	9414.548	5.16	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	3.50	77.92	69.83	53.95	2671.597	720.795	3392.893	5.49	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	4.00	90.12	52.20	53.95	1315.595	402.831	1718.726	5.74	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	4.50	102.26	40.55	53.95	710.942	242.988	954.230	6.02	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	5.56	128.20	25.80	53.95	236.420	98.368	335.087	6.55	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	6.63	158.72	16.83	53.95	83.578	41.873	125.761	4.78	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	8.63	209.52	9.66	53.95	21.616	13.789	35.706	4.78	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	10.75	260.35	6.26	53.95	7.505	5.783	13.588	6.35	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	12.75	311.15	4.38	53.95	3.150	2.835	6.285	6.35	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	14.00	342.90	3.61	53.95	1.963	1.922	4.185	6.35	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	16.00	393.70	2.74	53.95	1.001	1.106	2.407	6.35	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	18.00	441.38	2.18	53.95	0.574	0.700	1.574	7.92	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	20.00	492.16	1.75	53.95	0.338	0.453	1.091	7.92	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	24.00	593.76	1.20	53.95	0.135	0.214	0.649	7.92	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	28.00	692.16	0.88	53.95	0.064	0.116	0.480	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	30.00	742.96	0.77	53.95	0.045	0.087	0.433	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	32.00	793.76	0.67	53.95	0.033	0.067	0.400	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	34.00	844.56	0.59	53.95	0.024	0.052	0.377	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	36.00	895.36	0.53	53.95	0.018	0.041	0.360	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	40.00	996.96	0.43	53.95	0.011	0.027	0.338	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	42.00	1041.40	0.39	53.95	0.009	0.023	0.331	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	48.00	1193.80	0.30	53.95	0.005	0.013	0.318	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	52.00	1295.40	0.25	53.95	0.003	0.009	0.311	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	54.00	1346.20	0.23	53.95	0.003	0.008	0.311	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	60.00	1498.60	0.19	53.95	0.001	0.005	0.307	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	72.00	1803.40	0.13	53.95	0.001	0.003	0.303	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9
333.00	80.00	2006.60	0.11	53.95	0.000	0.002	0.302	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9

TABLA F-2 Ejemplo de la selección de tubería para el tramo L - III, gasto máximo.

PERDIDAS EN TUBERIAS																							
COEF DE HAZEN (Agua Cruda) =		120 (lodos)						80						TIPO DE PIEZAS ESPECIALES USADAS									
Gasto Total	Diam Ext. de Tub.		Vel.en Tub.	Long. de Tub.	Perd. en Tub.	Perd. en Acc.	Perd. Total	Esp de Tub.	Codo 90°	Codo 45°	Codo 30°	Codo 10°	Rad. Grad.	Ent. Nor.	Sal. Tub.	T Pas Dir.	T Sal Lad.	T Sal Bilat.	Yee	Valv. Comp.	Valv. Ret.	SUMA VALOR	
ips	pulg	mm	rv/seg	m	m	m	m	mm	0.30	0.20	0.16	0.06	0.25	0.60	1.00	0.60	0.90	1.60	0.11	0.20	2.30	K	
600.00	0.84	15.80	3061.73	53.95	#####	#####	20232264.717	2.77	2	4				1	1							2.9	
600.00	1.05	20.93	1743.91	53.95	4786446.356	#####	5235962.309	2.87	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	1.32	26.64	1076.37	53.95	1478183.306	#####	1649429.293	3.38	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	1.66	35.04	622.06	53.95	388947.296	57196.183	446143.779	3.58	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	1.90	40.90	456.68	53.95	183259.640	30826.804	214086.743	3.68	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	2.38	52.51	277.12	53.95	54297.785	11350.607	65648.691	3.91	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	2.88	62.71	194.29	53.95	22871.664	5579.728	28451.692	5.16	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	3.50	77.92	125.82	53.95	7940.155	2340.054	10280.509	5.49	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	4.00	90.12	94.06	53.95	3910.031	1307.787	5218.118	5.74	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	4.50	102.26	73.05	53.95	2112.964	788.858	2902.122	6.02	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	5.56	128.20	46.48	53.95	702.654	319.350	1022.304	6.55	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	6.63	158.72	30.33	53.95	248.399	135.941	384.640	4.78	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	8.63	209.52	17.40	53.95	64.245	44.767	109.313	4.78	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	10.75	260.35	11.27	53.95	22.305	18.775	41.380	6.35	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	12.75	311.15	7.89	53.95	9.363	9.203	18.866	6.35	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	14.00	342.90	6.50	53.95	5.833	6.240	12.373	6.35	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	16.00	393.70	4.93	53.95	2.976	3.591	6.867	6.35	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	18.00	441.36	3.92	53.95	1.706	2.273	4.279	7.92	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	20.00	492.16	3.15	53.95	1.004	1.470	2.774	7.92	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	24.00	593.76	2.17	53.95	0.402	0.694	1.396	7.92	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	28.00	692.16	1.59	53.95	0.191	0.376	0.867	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	30.00	742.98	1.38	53.95	0.135	0.283	0.718	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	32.00	793.76	1.21	53.95	0.098	0.217	0.615	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	34.00	844.56	1.07	53.95	0.072	0.170	0.542	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	36.00	895.36	0.95	53.95	0.054	0.134	0.489	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	40.00	996.96	0.77	53.95	0.032	0.087	0.420	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	42.00	1041.40	0.70	53.95	0.026	0.073	0.399	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	48.00	1193.80	0.54	53.95	0.013	0.042	0.356	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	52.00	1295.40	0.46	53.95	0.009	0.031	0.336	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	54.00	1346.20	0.42	53.95	0.007	0.026	0.334	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	60.00	1498.80	0.34	53.95	0.004	0.017	0.322	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	72.00	1803.40	0.23	53.95	0.002	0.008	0.310	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	
600.00	80.00	2006.60	0.19	53.95	0.001	0.005	0.306	12.70	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	2.9	



TABLA F-3 Resumen de pérdidas en línea de agua y lodos con las tuberías propuestas.

PERDIDAS EN TUBERIAS																							
COEF DE HAZEN (Agua Cruda) =		100 (lodos)							80														
LINEA	Gasto		Diam Ext. de Tub.		Vel. en Tub.	Long. de Tub.	Perd. en Tub.	Perd. en Acc.	Perd. Total	Esp de Tub.	TIPO DE PIEZAS ESPECIALES USADAS												
	Total		pulg	mm	m/seg	m	m	m	m	mm	Codo 90°	Codo 45°	Codo 30°	Codo 10°	Red. Grad.	Ent. Nor.	Sal. Tub.	T Pas Dr.	T Sal Lad.	T Sal Bilat	Yee	Valv. Comp.	
	ips										0.30	0.20	0.16	0.06	0.26	0.60	1.00	0.60	0.90	1.60	0.11	0.20	
LINEA DE AGUA																							
L - A	1,000.00	32.00	793.76	2.02	28.50	0.133	0.312	0.445	9.52	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	1,800.00	32.00	793.76	3.64	28.50	0.395	1.012	1.406	9.52	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - B	1,000.00	32.00	793.76	2.02	32.10	0.150	0.312	0.462	9.52	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	1,800.00	32.00	793.76	3.64	32.10	0.444	1.012	1.456	9.52	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - C	1,000.00	32.00	793.76	2.02	14.20	0.066	0.312	0.378	9.52	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	1,800.00	32.00	793.76	3.64	14.20	0.197	1.012	1.208	9.52	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - D	1,000.00	32.00	793.76	2.02	16.95	0.079	0.312	0.391	9.52	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	1,800.00	32.00	793.76	3.64	16.95	0.235	1.012	1.246	9.52	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - E	1,000.00	32.00	793.76	2.02	12.10	0.056	0.312	0.369	9.52	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	1,800.00	32.00	793.76	3.64	12.10	0.168	1.012	1.179	9.52	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - I	333.00	24.00	593.76	1.20	54.47	0.137	0.243	1.380	7.92	4	3	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	600.00	24.00	593.76	2.17	54.47	0.406	0.790	2.196	7.92	4	3	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - I'	333.00	24.00	593.76	1.20	24.04	0.060	0.170	0.230	7.92	0	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	600.00	24.00	593.76	2.17	24.04	0.179	0.550	0.730	7.92	0	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - II	333.00	36.00	895.36	0.53	19.61	0.007	0.038	0.045	9.52	4	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	600.00	36.00	895.36	0.95	19.61	0.020	0.125	0.145	9.52	4	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - III	333.00	26.00	641.36	1.03	53.95	0.093	0.157	0.550	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	600.00	26.00	641.36	1.86	53.95	0.276	0.510	1.086	9.52	2	4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - III'	333.00	24.00	593.76	1.20	17.50	0.044	0.111	0.154	7.92	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	600.00	24.00	593.76	2.17	17.50	0.131	0.359	0.490	7.92	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - VI	333.00	24.00	593.76	1.20	36.07	0.091	0.199	0.490	7.92	2	3	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	600.00	24.00	593.76	2.17	36.07	0.269	0.646	1.115	7.92	2	3	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - IX	333.00	24.00	593.76	1.20	22.15	0.056	0.162	0.218	7.92	1	2	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	600.00	24.00	593.76	2.17	22.15	0.165	0.527	0.692	7.92	1	2	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - XII	1,000.00	36.00	895.36	1.59	17.92	0.047	0.347	0.394	9.52	4	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
	1,800.00	36.00	895.36	2.86	17.92	0.138	1.125	1.263	9.52	4	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
LINEA DE LODOS																							
L - VII	19.27	6.63	158.72	0.97	98.67	1.662	0.187	1.848	4.78	4	5	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - VIII	19.27	5.56	128.20	1.49	60.16	2.866	0.448	3.314	6.55	4	3	4	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - XX	38.54	6.63	158.72	1.95	11.10	0.674	0.542	1.215	4.78	3	2	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	
L - XXI	38.54	6.63	158.72	1.95	40.36	2.450	0.464	2.915	4.78	3	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	

TABLA F – 4 Cálculo de la potencia requerida para los tramos L – XIX y L – XXII.

POTENCIA REQUERIDA																
LÍNEA	Ø NOM. DE TUBERÍA pulg	Ø EXT. DE TUBERÍA mm	Ø EXT. DE TUBERÍA pulg	Espesor de tub. mm	AREA TUBO m <sup>2</sup>	GASTO EN TUB lps	VELOC. FLUJO m/s	PERD. EN ACC. m	LONG. DE TUBERÍA m	COEF. MAYIN n	PERDIDA DE CARGA h <sub>f</sub> (m)	CARGA ESTÁTICA m	C.D.T. m	Eficiencia %	Potencia de motor h.p.	
L - XIX	6.00	168.28	6.63	6.35	0.0190	38.54	2.03	0.56	103.08	0.0150	5.3158	5.9000	11.2158	0.4800	12.3643	
L - XXII	4.00	114.30	4.50	6.02	0.0082	11.10	1.35	0.01	56.23	0.0150	1.7030	2.7200	4.4230	0.4800	1.4043	