

76.
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“SELECCIÓN Y DISEÑO DE UN SISTEMA
DE FILTRACIÓN A PARTIR DE LA
COMPARACIÓN DE DOS MEDIOS DE
FILTRACIÓN PARA REMOVER HUEVOS DE
HELMINTO DE UN EFLUENTE PRIMARIO
AVANZADO”**

**TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

JOSÉ LUIS TORRES ROMERO

DIRECTOR DE TESIS:

DRA. BLANCA E. JIMÉNEZ CISNEROS

México, 1999



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.

PAGINACION

DISCONTINUA.



VERDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/008/99

Señor
JOSE LUIS TORRES ROMERO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DRA. BLANCA E. JIMENEZ CISNEROS**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"SELECCION Y DISEÑO DE UN SISTEMA DE FILTRACION A PARTIR DE LA COMPARACION DE DOS MEDIOS DE FILTRACION PARA REMOVER HUEVOS DE HELMINTO DE UN EFLUENTE PRIMARIO AVANZADO"

- I. ANTECEDENTES
- II. METODOLOGIA EXPERIMENTAL
- III. RESULTADOS DE LA INVESTIGACION
- IV. DISEÑO HIDRAULICO DEL PROCESO DE FILTRACION
- V. 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 3 de marzo de 1999.
EL DIRECTOR


ING. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

A mi madre, Isabel Romero Manrique, incansable mujer, poseedora de
una inquebrantable fe y un amor infinito hacia sus hijos

A mi padre, José Luis Torres Balbuena, quien me ha enseñado
los principios de disciplina, por su esfuerzo y apoyo incondicional

A mis hermanos, Liz Alba y Aldo, con quienes
he compartido sentimientos de amistad y lealtad,
así como los mejores años de mi vida

A Nostalgia con todo mi amor

CONTENIDO

ÍNDICE DE TABLAS	i
ÍNDICE DE FIGURAS	ii
OBJETIVO	vi
METAS	vi
RESUMEN	vii
INTRODUCCIÓN	viii
I. ANTECEDENTES	1
1.1. Recuperación y reúso de aguas residuales	2
1.1.1. Origen de las aguas residuales	2
1.1.2. Recuperación y reúso	4
1.1.2.1. Riego agrícola y espacios verdes	6
1.1.2.2. Reutilización industrial	8
1.1.2.3. Recarga de acuíferos con agua residual recuperada	9
1.2. Salud pública	10
1.2.1. Aspectos microbiológicos	11
1.2.1.1. Organismos relacionados con las aguas residuales	12
1.2.1.2. Indicadores microbianos de la calidad del agua	16
1.2.2. Aspectos químicos	18
1.3. Procesos de tratamiento de aguas residuales	20
1.3.1. Tratamiento primario	23
1.3.1.1. Desbaste	23
1.3.1.2. Dilaceración	23
1.3.1.3. Sedimentación	24
1.3.1.4. Flotación	25
1.3.1.5. Filtración	25
1.3.2. Tratamiento secundario	26
1.3.2.1. Procesos biológicos	26
1.3.2.2. Procesos químicos	28
1.3.3. Tratamiento terciario	32
1.3.4. Tratamiento natural	34
1.3.4.1. Sistemas de baja carga	34
1.3.4.2. Sistemas de infiltración rápida	35
1.3.4.3. Riego superficial	35
1.3.4.4. Humedales	36
1.3.4.5. Plantas acuáticas	36

1.4. Planteamiento teórico del sistema de filtración	37
1.4.1. Generalidades	37
1.4.2. Clasificación	38
1.4.3. Filtración a profundidad	39
1.4.3.1. Filtros a gravedad	39
1.4.3.2. Filtros a presión	40
1.4.3.3. Filtros lentos	41
1.4.3.4. Filtros rápidos	41
1.4.3.5. Filtro convencional	43
1.4.3.6. Filtro directo	43
1.4.3.7. Componentes de un filtro a profundidad	43
1.4.3.8. Medios de filtración	44
1.4.3.9. Operación de filtros a profundidad	45
1.4.4. Mecanismos principales de remoción	46
1.4.4.1. Cribado	48
1.4.4.2. Sedimentación	48
1.4.4.3. Intercepción	49
1.4.4.4. Impacto inercial	50
1.4.4.5. Fuerzas de Van der Waals	50
1.4.4.6. Interacción química	52
1.4.5. Limpieza del medio filtrante	52
1.4.5.1. Principales métodos de lavado	53
1.4.5.2. Consumo de agua de lavado	57
1.5. Diseño civil de plantas de tratamiento	57
1.5.1. Estudios geotécnicos	58
1.5.2. Diseño estructural	58
1.5.2.1. Cimentación	59
1.5.2.2. Estructuras	60
1.5.3. Diseño hidráulico	61
1.5.3.1. Clasificación de flujos	61
1.5.3.2. Ecuaciones fundamentales	62
1.5.3.3. Pérdidas de energía	64
1.5.3.4. Vertedores y orificios	66
II. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL	69
2.1. Localización	69
2.2. Descripción del proceso de tratamiento	71
2.3. Sistema de filtración	74
2.3.1. Filtro con medio de arena	75
2.3.1.1. Proceso de filtración	75
2.3.1.2. Funcionamiento	76
2.3.1.3. Control de operación	77
2.3.1.4. Parámetros de control	78
2.3.2. Filtro con medio de nuez	78
2.3.2.1. Proceso de filtración	78
2.3.2.2. Funcionamiento	79
2.3.2.3. Control de operación	81

2.3.2.4. Parámetros de control	81
III. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN	82
3.1. Filtro con medio de arena	82
3.1.1. Filtración	82
3.1.2. Parámetros de control	82
3.1.2.1. Sólidos suspendidos	82
3.1.2.2. Turbiedad	83
3.1.2.3. Color	96
3.1.2.4. Carga orgánica	96
3.1.2.5. Huevos de helminto	105
3.2. Filtro con medio de nuez	106
3.2.1. Filtración	106
3.2.2. Parámetros de control	106
3.2.2.1. Sólidos suspendidos	106
3.2.2.2. Turbiedad	119
3.2.2.3. Color	119
3.2.2.4. Carga orgánica	119
3.2.2.5. Huevos de helminto	119
3.3. Resumen comparativo	128
3.3.1. Parámetros de operación	128
3.3.2. Selección del medio de filtración	129
IV. DISEÑO DEL PROCESO DE FILTRACIÓN	137
4.1. Datos de diseño	137
4.2. Número de filtros	137
4.3. Dimensiones de cada unidad de filtración	138
4.4. Espesor del medio filtrante	140
4.5. Velocidad y gasto de lavado	141
4.6. Expansión del medio de arena durante el lavado	142
4.7. Drenes	145
4.7.1. Diseño de la sección del dren principal	145
4.7.2. Diseño de la sección de los drenes laterales	146
4.7.2.1. Longitud y número de drenes laterales	146
4.7.2.2. Diámetro de los drenes y orificios	147
4.7.2.3. Separación de los orificios	148
4.8. Dimensionamiento de canaletas recolectoras de agua de lavado	149
4.9. Pérdida de carga	152

4.9.1. Pérdida de carga en el proceso de filtración	152
4.9.1.1. Medio de arena	153
4.9.1.2. Medio de grava	154
4.9.1.3. Dren principal	154
4.9.1.4. Drenes laterales	156
4.9.1.5. Orificios	157
4.9.2. Pérdida de carga en la operación del lavado	159
4.9.2.1. Medio de arena	159
4.9.2.2. Medio de grava	159
4.9.2.3. Dren principal	160
4.9.2.4. Drenes laterales	161
4.9.2.5. Orificios	162
4.10. Lavado del filtro	162
V. CONCLUSIONES	165
BIBLIOGRAFÍA	168
ANEXO A. Arreglo general y detalles del proceso de filtración	172
ANEXO B. Base de datos del medio de arena	175
ANEXO C. Base de datos del medio de nuez	178

ÍNDICE DE TABLAS

		Página
Tabla 1.1	Diferentes tipos de reúso de las aguas residuales	5
Tabla 1.2	Agentes patógenos presentes en las aguas residuales	11
Tabla 1.3	Contaminantes químicos presentes en las aguas residuales	19
Tabla 1.4	Procesos y operaciones unitarios aplicados en la remoción de contaminantes presentes en las aguas residuales	21
Tabla 1.5	Procesos químicos unitarios en el tratamiento del agua residual	28
Tabla 1.6	Tipos de tratamiento fisicoquímico y eficiencias de remoción	31
Tabla 1.7	Condiciones de diseño actualmente recomendadas para el tratamiento primario avanzado	32
Tabla 1.8	Operaciones y procesos del tratamiento terciario	33
Tabla 1.9	Principales variables de operación y diseño de filtros	45
Tabla 2.1	Grupo de condiciones experimentales	73
Tabla 2.2	Características del filtro con medio de arena	76
Tabla 2.3	Parámetros de control empleados en el filtro con medio de arena	78
Tabla 2.4	Características del filtro con medio de nuez	79
Tabla 3.1	Características principales del sistema de filtración	128
Tabla 4.1	Pérdida de carga que se presenta en el medio de grava durante el proceso de filtración	154
Tabla 4.2	Pérdida de carga que se presenta en el medio de grava durante el proceso de lavado	160

ÍNDICE DE FIGURAS

		Página
Figura 1.1	Origen de las aguas residuales	2
Figura 1.2	Procesos biológicos	27
Figura 1.3	Configuraciones básicas del tratamiento fisicoquímico	31
Figura 1.4	Clasificación de filtros a profundidad	39
Figura 1.5	Filtro a presión	40
Figura 1.6	Filtro lento	41
Figura 1.7	Filtro rápido	42
Figura 1.8	Mecanismos de remoción	47
Figura 1.9	Remoción de partículas por cribado	48
Figura 1.10	Remoción de partículas por sedimentación	49
Figura 1.11	Remoción de partículas por intercepción	49
Figura 1.12	Remoción de partículas por impacto inercial	50
Figura 1.13	Remoción de partículas por las fuerzas de Van der Waals	51
Figura 1.14	Remoción de partículas por interacción química	52
Figura 1.15	Esquema para definir la duración de la corrida en términos de la pérdida de carga y la calidad del efluente	53
Figura 1.16	Vertedor proporcional o sutro	66
Figura 1.17	Vertedor rectangular	67
Figura 1.18	Vertedor triangular	68
Figura 2.1	Plantas piloto instaladas a un costado del Emisor Central "El Salto"	69
Figura 2.2	Croquis de la posible localización de la planta de tratamiento "El Salto"	70

Figura 2.3	Planta piloto United States Filter Corporation (US-Filter)	71
Figura 2.4	Tren de tratamiento primario avanzado utilizado	72
Figura 2.5	Tanque de sedimentación	74
Figura 2.6	Filtro con medio de arena	76
Figura 2.7	Filtro con medio de nuez	80
Figura 3.1	Velocidad vs Duración (TE 1.5 mm)	84
Figura 3.2	Velocidad vs Duración (TE 1.9 mm)	85
Figura 3.3	Pérdida de Carga (TE 1.5 mm)	86
Figura 3.4	Pérdida de Carga (TE 1.9 mm)	87
Figura 3.5	Sólidos Suspendidos (TE 1.5 mm)	88
Figura 3.6	Remoción de SST (TE 1.5 mm)	89
Figura 3.7	Sólidos Suspendidos (TE 1.9 mm)	90
Figura 3.8	Remoción de SST (TE 1.9 mm)	91
Figura 3.9	Turbiedad (TE 1.5 mm)	92
Figura 3.10	Remoción de Turbiedad (TE 1.5 mm)	93
Figura 3.11	Turbiedad (TE 1.9 mm)	94
Figura 3.12	Remoción de Turbiedad (TE 1.9 mm)	95
Figura 3.13	Color (TE 1.5 mm)	97
Figura 3.14	Remoción de Color (TE 1.5 mm)	98
Figura 3.15	Color (TE 1.9 mm)	99
Figura 3.16	Remoción de Color (TE 1.9 mm)	100
Figura 3.17	Carga Orgánica Total (DQOt) (TE 1.5 mm)	101
Figura 3.18	Remoción de DQOt (TE 1.5 mm)	102

Figura 3.19	Carga Orgánica Total (DQOt) (TE 1.9 mm)	103
Figura 3.20	Remoción de DQOt (TE 1.9 mm)	104
Figura 3.21	Carga Orgánica Soluble (DQOs) (TE 1.5 mm)	107
Figura 3.22	Remoción de DQOs (TE 1.5 mm)	108
Figura 3.23	Carga Orgánica Soluble (DQOs) (TE 1.9 mm)	109
Figura 3.24	Remoción de DQOs (TE 1.9 mm)	110
Figura 3.25	Comportamiento de la concentración de Huevos de Helminto en el medio de Arena	111
Figura 3.26	Distribución de frecuencias acumuladas de Huevos de Helminto en el efluente del filtro con medio de Arena	112
Figura 3.27	Huevos de Helminto (TE 1.5 mm)	113
Figura 3.28	Remoción de Huevos de Helminto (TE 1.5 mm)	114
Figura 3.29	Huevos de Helminto (TE 1.9 mm)	115
Figura 3.30	Remoción de Huevos de Helminto (TE 1.9 mm)	116
Figura 3.31	Comportamiento de la presión con respecto al tiempo	117
Figura 3.32	Sólidos Suspendidos (TE 1.3 mm)	118
Figura 3.33	Turbiedad (TE 1.3 mm)	120
Figura 3.34	Color (TE 1.3 mm)	121
Figura 3.35	Carga Orgánica Total (TE 1.3 mm)	122
Figura 3.36	Carga Orgánica Soluble (TE 1.3 mm)	123
Figura 3.37	Comportamiento de la concentración de Huevos de Helminto en el medio de Nuez	124
Figura 3.38	Distribución de frecuencias acumuladas de Huevos de Helminto en el efluente del filtro con medio de Nuez	125
Figura 3.39	Huevos de Helminto (TE 1.3 mm)	126

Figura 3.40	Remoción promedio (TE 1.3 mm)	127
Figura 3.41	Huevos de Helminto	131
Figura 3.42	Sólidos Suspendidos Totales	132
Figura 3.43	Turbiedad	133
Figura 3.44	Color	134
Figura 3.45	Carga Orgánica Total	135
Figura 3.46	Carga Orgánica Soluble	136
Figura 4.1	Espesor de cada estrato del medio de soporte	141
Figura 4.2	Dren lateral	147
Figura 4.3	Distribución de orificios	148
Figura 4.4	Separación de las canaletas	149
Figura 4.5	Condiciones hidráulicas de las canaletas	150
Figura 4.6	Altura del agua sobre las canaletas	151
Figura 4.7	Proceso hidráulico durante la filtración	163

OBJETIVO

Comparar dos medios de filtración (arena y nuez) para remover los huevos de helminto contenidos en el efluente de un Tratamiento Primario Avanzado y cumplir con la NOM-001-ECOL-1996 con relación al riego no restringido.

METAS

- Determinar los parámetros básicos de diseño de la filtración con arena y nuez.
- Determinar la relación entre la duración de carrera y la tasa de filtración.
- Valorar el consumo de agua para el lavado.
- Evaluar y comparar la remoción de huevos de helminto en los dos medios.
- Diseñar el sistema de filtración

RESUMEN

En éste estudio se evaluó el proceso de filtración rápida de un efluente primario avanzado empleando arena silícea y cáscara de nuez molida como medios de filtración, con la finalidad de obtener los parámetros básicos de diseño y cumplir con las recomendaciones de la Organización Mundial de la Salud y la Norma Oficial Mexicana para descargas de aguas residuales vertidas en agua y suelo (<1 HH/L y <1000 NMP/100 ml).

El agua que se empleó en la experimentación provenía del efluente del Emisor Central "El Salto" y era conducido a través de un tratamiento primario avanzado hacia el sistema de filtración, donde los filtros trabajaron en forma paralela.

La experimentación del medio de arena, que trabajó a gravedad, consistió en analizar dos tamaños efectivos de partícula a diferentes tasas de filtración, es decir, para un TE de 1.5 mm se emplearon tasas de 25.1, 27.3 y 31.4 m/h, mientras para un TE de 1.9 mm las tasas fueron de 25.1, 35.9 y 36.8 m/h. El medio de nuez que empleaba como fuerza motriz la presión, utilizó un medio de filtración con tamaño específico de 1.3 mm trabajando a una tasa de 38.2 m/h. Pero el medio de arena al trabajar con un TE de 1.9 mm a una tasa de 35.9 m/h presentó mejores resultados en comparación a las condiciones de trabajo restantes, por lo tanto, bajo estas características se comparó el medio de arena con el medio de nuez.

En lo que corresponde a la concentración huevos de helminto, que es el principal parámetro de control, los resultados que arrojaron los medios de filtración en el efluente no cumplieron al 100% con los propósitos establecidos debido a la inadecuada operación del proceso previo; sin embargo, el medio de arena remueve un 72% y el medio de nuez el 62%. Con respecto a materia orgánica, el medio de arena presenta remociones del 10% de DQOt y 6% de DQOs, mucho menor al medio de nuez ya que éste remueve el 16 y 22% respectivamente.

El agua requerida para realizar el lavado a los filtros fue menor en el medio de arena ya que utilizó el 1.9% del volumen filtrado, en cambio el medio de nuez utilizó el 3%.

A pesar de las concentraciones de huevos de helminto que se presentaron en el efluente del sistema de filtración, se decidió diseñar el filtro de arena desde el punto de vista hidráulico con fines prácticos ya que nos ofrece más ventajas.

INTRODUCCIÓN

La Ciudad de México está ubicada en un valle en la porción sur de la Cuenca de México, situada sobre el lecho de un antiguo lago salino con una elevación aproximada a los 2400 msnm, rodeada de sierras de origen volcánico con cumbres que alcanzan alturas superiores a los 5000 m.

En un inicio, la Ciudad presentó graves problemas de inundaciones debido a que ésta cuenca es una depresión cerrada, lo que motivó a construir cuatro salidas artificiales denominadas: Tajo de Nochistongo (1789), Gran Canal de Desagüe con Túneles de Tequisquiac (1900), Emisor Poniente (1960) y Emisor Central (1975). Hasta la fecha desalojan tanto las aguas pluviales como las aguas residuales domésticas e industriales hacia la parte norte de la cuenca, en dirección al Valle del Mezquital, descargando las aguas tanto en el Río Tula como en el Río Salado. Estas obras de ingeniería han resuelto la problemática de las inundaciones, pero al mismo tiempo, han alterando la ecología y las condiciones sanitarias a lo largo de la zona de descarga.

El Valle del Mezquital se localiza en el Distrito de Riego 003, en la parte suroeste del Estado de Hidalgo, se compone de llanos y planos con pendientes menores al 2%, con tierras calcáreas semiáridas e inicialmente pobres en materia orgánica y nutrientes. La precipitación media anual es de 534 mm con una evaporación media de 1750 mm al año. Las aguas residuales que se descargan en el lugar presentan una gran variación en cuanto a la cantidad y calidad a lo largo del año, pero el aporte de materia orgánica y nutrientes como nitrógeno (195 kg/ha-año) y fósforo (81 kg/ha-año) han formado un suelo fértil favoreciendo el desarrollo de la agricultura con un aumento en la producción anual de cultivos, tal es el caso del maíz que presenta un 150%, la cebada un 100%, el tomate un 94%, la avena para forraje un 83%, la alfalfa y el chile en un 71%, entre otros (Jiménez, 1995). Sin embargo, el alto contenido de organismos patógenos ha dado como resultado el incremento de enfermedades gastrointestinales en trabajadores agrícolas y en los consumidores de cultivos crudos, con una incidencia de morbilidad y mortandad en la zona de 13 veces más que en las áreas usadas para la irrigación con aguas tratadas.

De acuerdo a los estudios realizados por Cifuentes et al., 1994, el uso de aguas residuales sin tratamiento aumenta el riesgo de infección por huevos de helminto,

principalmente por *Ascaris lumbricoides*, y por algunos protozoos como la *Entamoeba histolytica* y la *Giardia lamblia*, afectando notablemente a la población más joven. Por lo que es necesario una estrategia de tratamiento que permita eliminar el riesgo sanitario y que limite en lo posible la eliminación de la materia orgánica y nutrientes solubles a un bajo costo.

Una de las características principales de los huevos de helminto es que su densidad varía de 1.05 a 1.18 y su tamaño de 20 hasta 80 μm (Ayres, 1989, y NOM-001-ECOL-1996), formando parte de los sólidos suspendidos. Consecuentemente, el uso de operaciones fisicoquímicas constituidas por la coagulación, floculación, sedimentación y filtración, permiten la remoción de éste patógeno. Una de las opciones de depuración es el constituido por un Tratamiento Primario Avanzado (Jiménez *et al.*, 1995), seguido de un proceso de filtración y de desinfección; este último con la finalidad de eliminar los microorganismos que no lograron removerse en los procesos anteriores (no incluye a los huevos de helminto) .

Para atenuar la problemática sanitaria que presenta el Valle del Mezquital, la Ciudad de México y el Estado de México coordinados por la Comisión Nacional del Agua, decidieron construir una planta de tratamiento que constituirá el grupo de cuatro plantas que conforman el Proyecto de Saneamiento del Valle de México, por consiguiente, en la salida del Emisor Central "El Salto" se instalaron cinco plantas piloto cuya tecnología provenía de las empresas: Dégreumont y OTV de Francia, Atlatec-Cydsa de México, Microsep de Canadá y US Filter de Estados Unidos. La evaluación de las plantas piloto estuvo a cargo del Instituto de Ingeniería de la UNAM con el fin de determinar las condiciones de operación de la planta de tratamiento y cumplir con las recomendaciones de la Organización Mundial de la Salud y la NOM-001-ECOL-1996 con respecto a huevos de helminto (<1 HH/L) y coliformes fecales (<1000 NMP/100 ml).

Por lo tanto, éste estudio se encargará únicamente de evaluar el sistema de filtración de la empresa US Filter, que estuvo constituido por dos filtros conectados en forma paralela. Un filtro empleaba arena silíceo como medio de filtración mientras que el segundo filtro utilizaba un medio de cáscara de nuez molida.

CAPÍTULO I

Antecedentes

1. ANTECEDENTES

El agua es uno de los recursos naturales más valioso para el hombre, pues es indispensable para que sobreviva; además, ha sido un factor fundamental en el asentamiento y desarrollo de varias poblaciones.

Anteriormente, los pueblos se establecían en zonas cercanas a los escurrimientos de ríos o de algún otro cuerpo de agua con el fin de garantizar el consumo para sus habitantes tanto en cantidad como en calidad, y al mismo tiempo emplearlos como un medio para transportar residuos de cualquier índole, generados y vertidos por ellos mismos. Por tanto, la contaminación de aguas no es un tema nuevo, pero existe una gran diferencia en cuanto a la calidad y cantidad de los residuos vertidos. Cuando las civilizaciones antiguas se encontraban con este grave problema simplemente se trasladaban a otro lugar, pero para las civilizaciones más avanzadas esta decisión resultó impracticable por lo que tuvieron que enfrentarse a la situación y debieron reconocer la importancia de aplicar medidas sanitarias para las aguas de desecho.

Una de las principales ciudades que contaba con sistemas avanzados de desagües subterráneos, era Roma. Estos sistemas estaban constituidos por albañales de piedra que desalojaban el agua superficial y recolectaban las descargas de letrinas para conducir las más allá de los límites de la ciudad. Siguiendo la práctica romana, muchos pueblos construyeron albañales que en su mayoría fueron diseñados para el desalojo de las aguas superficiales, sin considerar la relación entre la contaminación por agua residual y las enfermedades hídricas.

Después de la gran epidemia de cólera asiática de 1832, Londres padeció una tragedia semejante debido a que sus alcantarillas arrojaban desechos al río Támesis, de donde la ciudad obtenía gran parte de agua para su abastecimiento. Aunado a esto, los desagües estaban en malas condiciones y permitían que su contenido se filtrara al acuífero, que era otra fuente de abastecimiento para la ciudad. Cada vez más las fuentes eran contaminadas con aguas residuales a tal grado que en 1848 y durante los seis años siguientes un brote de cólera causó más de 25,000 víctimas. Lo anterior proporcionó la evidencia necesaria para que el Dr. John Snow demostrara la asociación entre la

contaminación del agua por agua residual y las enfermedades propagadas por ésta (Tebbutt, 1990).

Tal situación generó los primeros trabajos importantes de ingeniería en salud pública de los tiempos modernos, a tal grado que en países desarrollados las enfermedades hídricas están virtualmente erradicadas.

1.1. Recuperación y reúso de aguas residuales

1.1.1. Origen de las aguas residuales

Las aguas residuales son líquidos de composición variada (en su mayoría agua) provenientes de alguna actividad humana y que por lo general son vertidas a cursos o masas de aguas continentales o marinas.

De acuerdo con su origen (Figura 1.1), las aguas residuales las podemos clasificar en: Aguas públicas, industriales, aguas pluviales e infiltradas.

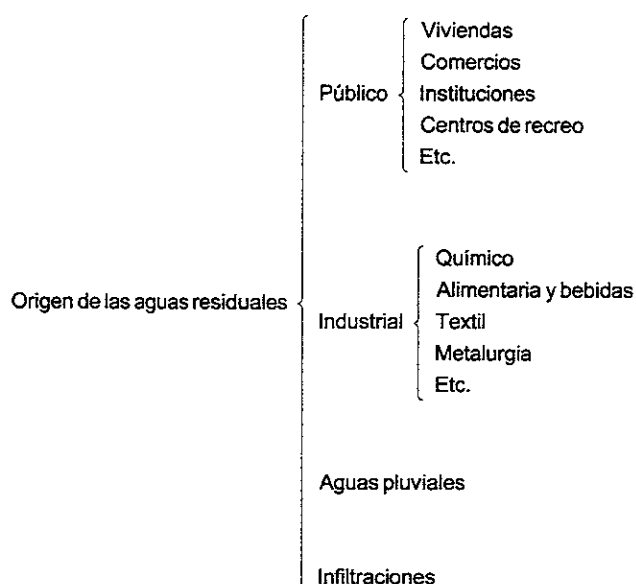


Figura 1.1. Origen de las aguas residuales

Anteriormente al término agua residual se aplicaba a las descargas acuosas generadas por el sector industrial, actualmente se le encuentra muy relacionado con las descargas públicas, así como a infiltraciones y aguas pluviales.

Como se observa del cuadro sinóptico de la Figura 1.1, las aguas de origen público son generadas principalmente por viviendas, comercios, instituciones, centros de recreo y similares. Estas aguas cuando son desechadas se caracterizan por ser inodoras y de color gris, además contienen productos orgánicos, inorgánicos y agentes patógenos. Los productos orgánicos son de origen vegetal o animal, contienen deyecciones humanas, grasas, aceites, etc.; mientras que los productos inorgánicos consisten en productos disueltos (sales) y elementos inertes como residuos de materiales, tierras, arenas, papel y otros. Los agentes patógenos que comúnmente se encuentran en las aguas residuales son las bacterias, virus, protozoos y huevos de helminto.

En tanto que las aguas de origen industrial son sustancias procedentes de actividades industriales como la producción de alimentos y bebidas, textil, química, metalurgia, etc., cuyos efluentes contienen materias primas utilizadas, productos de transformación y acabados, así como la transmisión de calor y frío. Estas aguas se pueden caracterizar porque pueden contener sustancias tóxicas (metales pesados), productos químicos, hidrocarburos, detergentes, pesticidas, plaguicidas, solventes, productos radiactivos, etc.

Las aguas pluviales o aguas blancas se encuentran en los drenajes combinados y en los superficiales, caracterizándose por grandes aportaciones intermitentes y de contaminación variable. Los contaminantes se incorporan al agua cuando la lluvia (nieve o granizo) atraviesa la atmósfera o cuando cae sobre la ciudad, arrastrando partículas y fluidos presentes en superficies y terrenos expuestos. Si la precipitación es suficiente se efectuarán arrastres hasta la red de alcantarillado propiciando diluciones.

Cuando un sistema de alcantarillado se encuentra en malas condiciones ocasiona que su contenido aflore, y si la composición del suelo lo permite, se infiltrará hasta llegar a contaminar un acuífero. La contaminación por infiltración también puede generarse por canales no revestidos que conducen aguas residuales, por áreas verdes urbanas que permiten el arrastre de aguas o por el simple paso gravitatorio.

1.1.2. Recuperación y reúso

El rápido crecimiento y desarrollo de las poblaciones ha ocasionado el consumo de grandes cantidades de agua, cuya actividad involucra la incorporación de una variedad de sustancias en forma suspendida, coloidal o disuelta que contaminan y degradan su calidad y pureza, ocasionando una disminución en cuanto a sus posibles usos de tal forma que producen cambios considerables en el equilibrio ecológico receptor.

Actualmente se ha generado una gran escasez de agua utilizable en casi todas partes del mundo, por lo que organismos involucrados con la gestión del agua (industrias, institutos y gobiernos) se han visto obligados a recuperar y reutilizar las aguas residuales, siendo el sector industrial uno de los primeros en percatarse de los beneficios económicos que ofrece el reúso del agua.

En la Tabla 1.1 se muestran los principales reusos de las aguas residuales así como sus posibles limitaciones. El orden presentado está en función del volumen de reutilización, siendo las cuatro primeras categorías las de mayor empleo. Como se observa, el reúso del agua tratada no solo es posible para fines agrícolas o industriales, sino que también existen otras posibilidades que se encuentran enmarcadas en los usos urbanos, recarga de acuíferos, y poco recomendable con la actual tecnología en México, el abastecimiento para consumo humano (Rosales *et al.*, 1991).

Es importante destacar que antes de reutilizar las aguas residuales deberán someterse a un tratamiento que dependerá del tipo de reúso que se le dé al agua y de las características que presente.

Tabla 1.1. Diferentes tipos de reúso de las aguas residuales

(Adaptada de Metcalf & Eddy, 1996)

TIPO DE REUSO	POSIBLES LIMITACIONES
<p>1. Riego en agricultura</p> <p>Riego de cultivos Plantaciones comerciales</p> <p>2. Riego de áreas verdes</p> <p>Parques Pacios de escuelas Campos de golf</p>	<p>Si la gestión no es adecuada, contaminación de aguas superficiales y subterráneas</p> <p>Comercialización de las cosechas y aceptación pública</p> <p>Efecto de la calidad del agua sobre el suelo y las cosechas (especialmente las sales)</p> <p>Problemas de salud pública relacionados con la presencia de patógenos (bacterias, virus, protozoos y helmintos)</p> <p>Control de la zona de utilización, incluidos los espacios de amortiguamiento. Puede implicar elevados costos para los usuarios</p>
<p>3. Reciclaje y reutilización industrial</p> <p>Refrigeración Calderas Agua de proceso Construcciones pesadas</p>	<p>Presencia de constituyentes que pueden provocar problemas de corrosión, incrustaciones carbonatadas, crecimientos bacterianos y ensuciamiento en los sistemas</p> <p>Problemas de salud pública, especialmente la transmisión de patógenos por aerosoles en el agua de refrigeración</p>
<p>4. Recarga de aguas subterráneas</p> <p>Recarga de acuíferos Control de intrusión de aguas saladas</p>	<p>Compuestos químicos orgánicos presentes en el agua recuperada y sus efectos tóxicos</p> <p>Presencia de sólidos disueltos, nitratos y patógenos</p>
<p>5. Usos recreativos y ambientales</p> <p>Lagos y estanques Mejora de zonas pantanosas Incremento de los caudales de los cursos de agua Piscicultura</p>	<p>Problemas de salud pública relacionados con patógenos</p> <p>Eutroficación debido a la incorporación de nitrógeno y fósforo a las aguas receptoras</p> <p>Toxicidad para la vida acuática</p>
<p>6. Usos urbanos no potables</p> <p>Protección contra incendios Aire acondicionado Lavados</p>	<p>Problemas de salud pública relacionados con la transmisión de patógenos en aerosoles</p> <p>Efecto de la calidad del agua sobre la formación de costras carbonatadas, corrosión, crecimientos biológicos y fallos del sistema</p>
<p>7. Reutilización en usos potables</p> <p>Mezcla de depósitos de agua de abastecimiento Abastecimiento de agua directo</p>	<p>Presencia de constituyentes tales como los compuestos químicos orgánicos y sus efectos tóxicos</p> <p>Estética y aceptación pública</p> <p>Problemas de salud pública relacionados con la transmisión de patógenos</p>

1.1.2.1. Riego agrícola y espacios verdes

El riego agrícola y de espacios verdes ofrece importantes posibilidades de reutilización de las aguas residuales. Los sistemas de riego se han empleado como complemento de las precipitaciones naturales, además de aumentar el número de siembras, la producción anual de cultivos y la reducción del riesgo de pérdidas en cuanto a cosechas durante las épocas de sequía; y desde algunos años se han utilizado en la conservación de espacios verdes y recreativos, resultando ser una actividad importante en la reutilización de aguas residuales.

Los sistemas de riego se han empleado durante milenios en casi todo el mundo, pero la importancia de la calidad del agua sólo ha sido reconocida durante el presente siglo.

En zonas áridas, la cantidad del agua es muy importante ya que se presentan altas velocidades de evapotranspiración generadas por temperaturas extremadamente elevadas y por la baja humedad presente en el lugar. La evapotranspiración se refiere al agua que se pierde por evaporación en el terreno y en las aguas superficiales, incluyendo la transpiración de las plantas, cuyo comportamiento ocasiona el depósito y la acumulación en el suelo de sales minerales disueltas en el agua.

Cuando se presenta una gran concentración de sales en el suelo, mayor es la cantidad de energía que deben consumir las plantas para ajustar la concentración de sal en el interior del tejido vegetal y de esta forma conseguir el agua necesaria del suelo, ocasionando una disminución de energía disponible para el crecimiento de la planta.

En caso de presentarse una gran concentración de iones de sodio, cloro y bromo, se pueden acumular en las plantas y en el terreno, originando tanto una reducción en la producción de cierto cultivo, la posible inutilización de los suelos, así como riesgos a la salud de hombres y animales; este último provocado por problemas de fototoxicidad en las plantas.

El boro es generado por la utilización de detergentes de uso doméstico o de vertidos industriales, en cambio, las concentraciones de cloro y sodio se deben al empleo de ablandadores del agua.

El elevado contenido de sodio en el terreno altera su condición física, formando incrustaciones, acumulaciones de agua y reducción de la permeabilidad del suelo o reducción de la velocidad de infiltración, ocasionando que no se pueda suministrar el agua necesaria a los cultivos para un crecimiento robusto.

Como el problema de infiltración se desarrolla en los primeros centímetros del suelo, este se puede solucionar modificando la estructura del terreno de la zona afectada (como ocurre con el aporte de la materia orgánica) o mediante excavaciones y movimientos de tierra.

Las aguas residuales domésticas contienen nutrientes como el nitrógeno, fósforo, y en algunas ocasiones potasio, zinc, boro y azufre; que actúan como fertilizantes en la producción agrícola y espacios verdes. El nitrógeno es un nutriente que se encuentra con mayor frecuencia y que ofrece mayores beneficios, ya que puede sustituir una cantidad equivalente de fertilizantes comerciales durante el comienzo y la mitad del período de crecimiento de los cultivos. Pero su exceso en el último período de crecimiento puede provocar un crecimiento vegetativo, madurez no uniforme o un descenso en la calidad de algún cultivo.

Uno de los principales problemas del reúso en cultivos y en áreas verdes es su relación con la salud pública, ya que esta agua puede contener grandes cantidades de microorganismos patógenos. Dentro de las medidas de protección a la salud se encuentran las normas que permiten el uso de riego con agua residual y la utilización de sistemas de riego por goteo. Dichos sistemas disminuyen la exposición de las aguas con los trabajadores debido a que se encuentran totalmente cerrados.

El nivel de tratamiento requerido es secundario, principalmente de tipo biológico. Sin embargo, cuando hay la posibilidad del estancamiento de esta agua en los conductos, este nivel de tratamiento no es el suficiente y se debe de añadir un tratamiento terciario cuyo objetivo sea disminuir los riesgos de formación de depósitos o incrustaciones en las canalizaciones (lo que implica como mínimo filtración de arena). Además, para el caso de riego por aspersión la posible formación de aerosoles hace necesario una desinfección.

1.1.2.2. Reutilización industrial

La reutilización de un efluente de agua residual para cubrir los requerimientos de agua en una industria es ya una práctica aceptada.

En industrias de generación de energía eléctrica, refinerías y muchos otros tipos de industrias manufactureras, emplean agua en torres de enfriamiento presentando por lo regular una cuarta parte o la mitad del consumo total de agua.

Estas torres de enfriamiento liberan el calor que contienen las aguas utilizadas mediante la aplicación de aire seco y fresco, propiciando que el agua se evapore y condense depositándose en la parte inferior del sistema. Durante el recorrido del aire se produce un arrastre de vapor hacia la atmósfera ocasionando una pérdida de agua y un aumento en la concentración de sal, ya que no se pierde por evaporación.

Esta concentración ocasiona la formación de incrustaciones, corrosión de metales, el crecimiento biológico y obturaciones. En la industria es posible que se presente cualquiera de estos problemas relacionados con el reúso de las aguas residuales.

La incrustación por lo general forma depósitos duros sobre superficies calientes, reduciendo la eficiencia en el intercambio de calor. Para eliminar este inconveniente se puede aplicar la precipitación y el intercambio iónico ya que reducen la formación de incrustaciones eliminando el calcio (carbonatos, sulfatos y fosfatos de calcio) y el magnesio (carbonatos y fosfatos de magnesio) presentes.

En un medio donde se presenta una diferencia de potencial eléctrico entre superficies de metales diferentes se generan problemas de corrosión. Este fenómeno puede ser acelerado si una solución contiene una gran cantidad de sólidos disueltos totales, oxígeno disuelto y algunos metales (magnesio, hierro y aluminio). La corrosión puede controlarse mediante la adición de inhibidores químicos en el proceso.

La presencia de nutrientes (nitrógeno y fósforo) en un entorno cálido y húmedo favorecen el desarrollo de microorganismos que pueden adherirse y depositarse sobre las superficies

de intercambio de calor, dificultando el flujo del agua y la transferencia de temperatura, además que en su crecimiento algunos microorganismos generan subproductos que pueden ser corrosivos. El empleo de biocidas y ácidos para controlar el pH reducen el desarrollo de crecimientos biológicos.

1.1.2.3. Recarga de acuíferos con agua residual recuperada

Dentro de la práctica profesional la recarga de acuíferos con aguas residuales recuperadas se ha empleado para reducir, detener o incluso invertir los fenómenos de descenso del nivel del agua subterránea; en el control de la intrusión de aguas saladas y para almacenar tanto agua residual recuperada como agua superficial.

La recarga de acuíferos se puede realizar mediante infiltración sobre superficies y por inyección directa. El primero es el más antiguo, sencillo y de mayor utilización, pues permite un uso eficiente de los terrenos disponibles con un escaso mantenimiento, además de que es semejante al mecanismo convencional de filtración. La recarga se efectúa vertiendo agua residual de forma intermitente en un suelo provocando que el líquido se infiltre y percole, sufriendo un proceso de tratamiento fisicoquímico y biológico hasta que llegue a un acuífero. Para que el suelo permita la infiltración y percolación del agua deberá tener un buen drenaje, lo que está relacionado con la textura, la estructura y una buena constitución geológica como el caso de los suelos arenosos, arenosos limosos y de alto contenido de gravas.

El sistema de recarga superficial directa se realiza por el transporte o inyección del agua directamente a un acuífero subterráneo. Generalmente se practica en zonas en las que el nivel freático se halla a gran profundidad o cuando la topografía del terreno impide que se realice una infiltración en superficie. Es muy práctico para la creación de barreras de agua dulce que evitan la intrusión de aguas saladas en acuíferos cercanos a las costas.

El agua residual recuperada sometida a estos sistemas podrá ser empleada en zonas urbanas, industrias, agricultura o centros recreativos.

Dentro de las diversas ventajas que ofrece la recarga de acuíferos se pueden mencionar las siguientes: Presenta un costo inferior comparado con las recargas por embalses superficiales o equivalentes; el acuífero elimina las funciones de tuberías o canales superficiales; el agua no está sometida a procesos de evaporación, no se tienen problemas de olores y sabores provocados por la presencia de algas y otros organismos acuáticos; cuenta con la posible disponibilidad de terrenos; y produce beneficios psicológicos y estéticos secundarios como consecuencia conceptual entre agua residual recuperada y agua subterránea.

La principal desventaja que se presenta en estos sistemas es la obturación del suelo con los sólidos suspendidos, por lo que se recomienda dar un tratamiento secundario acompañado de una filtración como etapa final de tratamiento.

1.2. Salud pública

En México, al igual que en otros países en vías de desarrollo, se ha concentrado la atención principalmente en desarrollar y mejorar tanto las comunicaciones como la industria, pero no se ha pensado lo suficiente en exterminar enfermedades que consumen miles de vidas anualmente. Muchas de ellas son propagadas por el agua y son conocidas como enfermedades hídricas.

La salud es una de los bienes fundamentales de la sociedad y dependen del ambiente biológico, físico, psicológico y social, los cuales comprenden factores tales como la alimentación, las condiciones de trabajo, las de vivienda y otros más.

En la medida de lo posible las fuentes de agua deben protegerse de la contaminación por desechos de origen humano o animal, ya que pueden contener una gran cantidad de agentes perniciosos que pueden generar riesgos a comunidades de sufrir brotes de afecciones intestinales. Los más expuestos son los lactantes y los niños pequeños, las personas débiles o que viven en condiciones antihigiénicas, los enfermos y los ancianos.

Aunado a esto, el incremento de sustancias tóxicas procedentes del uso doméstico del agua y en mayor medida del uso industrial, pueden ocasionar un riesgo a la salud si las concentraciones vertidas son altas.

Se dice que el agua no causa efectos nocivos a la salud cuando se encuentra libre de gérmenes patógenos y de sustancias tóxicas, y cumple con los requisitos señalados en la norma de calidad correspondiente establecida por las autoridades sanitarias.

1.2.1. Aspectos microbiológicos

Las enfermedades infecciosas se propagan principalmente por deyecciones provenientes del hombre o de animales, que son vertidos en cuerpos de agua. El empleo de esta agua para beber o preparar alimentos, en el aseo personal e incluso en la inhalación de vapor o aerosoles pueden producir infecciones.

Las principales clases de organismos patógenos presentes en las aguas residuales son las bacterias, virus, protozoos y el grupo de los helmintos. En la Tabla 1.2 se indican los tipos de organismos más comunes en las aguas residuales, el tipo de enfermedad y las consecuencias que genera.

Tabla 1.2. Agentes patógenos presentes en las aguas residuales

(Adaptada de Metcalf & Eddy, 1996, y Lamothe et al, 1988)

AGENTE PATÓGENO	ENFERMEDAD	CONSECUENCIA
Bacteria		
<i>Escherichia coli</i>	Gastroenteritis	Diarrea
<i>Legionella pneumophila</i>	Legionelosis	Enfermedades respiratorias agudas
<i>Leptospira</i> (150 especies)	Leptospirosis	Leptospirosis, fiebre (enfermedad de Weil)
<i>Salmonella typhi</i>	Fiebre tifoidea	Fiebre alta, diarrea, úlceras en el intestino delgado
<i>Salmonella</i> (\cong 1700 especies)	Salmonelosis	Envenenamiento de alimentos
<i>Shigella</i> (4 especies)	Shigelosis	Disentería bacilar
<i>Vibrio cholerae</i>	Cólera	Diarreas extremadamente fuertes, deshidratación
<i>Yersinia enterocolitica</i>	Yersinosis	Diarrea

Tabla 1.2. Agentes patógenos presentes en las aguas residuales
(Continuación)

AGENTE PATÓGENO	ENFERMEDAD	CONSECUENCIA
Virus		
Adenovirus (31 tipos)	Respiratorias	
Enterovirus (67 tipos)	Gastroenteritis	Leptospirosis
	Anomalías cardíacas	Fiebre
Hepatitis A	Hepatitis infecciosa	Vómitos
Agente Norwalk	Gastroenteritis	
Reovirus	Gastroenteritis	
Rotavirus	Gastroenteritis	
Protozoos		
<i>Balantidium coli</i>	Balantidiasis	Diarrea, disentería
<i>Cryptosporidium</i>	Criptosporidiosis	Diarrea
<i>Entamoeba histolytica</i>	Amebeasis	Diarreas prolongadas con sangre, abscesos en el hígado y en el intestino delgado
<i>Giardia lamblia</i>	Giardiasis	Diarrea, náuseas, indigestión
Helmintos		
<i>Fasciola hepatica</i>	Fascioliasis	Destrucción del tejido hepático, daño a conductos biliares, fiebre, dolor epigástrico, diarrea, náuseas
<i>Taenia solium</i>	Teniasis	Irritación de la mucosa intestinal, dolor abdominal, sensación de hambre, indigestión y diarrea
<i>Taenia saginata</i>	Teniasis	Semejante a <i>T. solium</i>
<i>Vampirolepis nana</i>	Hymenolepiasis	Cafáles, dolor abdominal, diarrea e irritabilidad
<i>Hymenolepis diminuta</i>	Hymenolepiasis	Similar <i>V. nana</i>
<i>Trichuris trichiura</i>	Trichuriasis	Anemia, hemorragias crónicas, dolor abdominal, hiperestesia, dolor de cabeza, náuseas, fiebre
<i>Ascaris lumbricoides</i>	Ascariasis	Dolor abdominal, náuseas, trastornos en la digestión, diarrea, infecciones intestinales masivas

1.2.1.1. Organismos relacionados con las aguas residuales

Bacterias

Pertencen al reino monera y son organismos unicelulares procarióticos móviles o inmóviles que tienen tres formas básicas: Cocos, bacilos y espiroquetas, pero algunas

tienen formas variables y se les designa pleomórficas (muchas formas). El tamaño y tipo de vida son diferentes según la especie y el medio, normalmente oscila entre 0.1 y 10 μm .

Su modo habitual de reproducción es por fisión binaria y depende, entre varios factores, de la temperatura (0 a 45°C), del medio, la disminución de alimentos y del oxígeno disuelto, la acumulación del pH al aparecer ácidos o productos amoniacales y de la competencia vital.

Desde el punto de vista de nutrición las bacterias las podemos clasificar en parásitas y saprófitas. Las bacterias parásitas son las que han tenido como huésped al hombre o a los animales, son patógenas y producen graves enfermedades cuando se presentan en concentraciones altas. Las bacterias saprófitas son las que se nutren de los sólidos orgánicos residuales y provocan descomposiciones fundamentales en los procesos de depuración.

En función de la dependencia con el oxígeno, las bacterias se pueden clasificar en aerobias, anaerobias y facultativas. Las bacterias aerobias son las que requieren oxígeno para poder desarrollarse, el cual debe estar disponible en forma de oxígeno libre disuelto; éste tipo de bacteria genera procesos aerobios que se caracteriza por la ausencia de malos olores. Las bacterias anaerobias son aquellas que se desarrollan solamente en la ausencia de oxígeno y su presencia en forma disuelta ocasionará que algunas no les permita subsistir; ésta bacteria desarrolla procesos anaerobios y se caracteriza por la generación de malos olores. Cuando las bacterias son capaces de cambiar su metabolismo de manera que pueden crecer en presencia o ausencia del oxígeno se les denomina bacterias facultativas.

Virus

La presencia de virus en el agua tiene una gran importancia por su acción nociva como agente productor de enfermedades puesto que pueden infectar el tracto intestinal y pasar a las heces. Como no poseen la facultad de generar energía ni sintetizar proteínas invaden las células del cuerpo vivo que los acoge de tal manera que reducen la actividad celular hacia la producción de nuevas partículas virales a costa de las células originales.

Cuando muere la célula original, se libera una gran cantidad de virus que afectarán las células próximas. Los virus no experimentan fisión binaria.

Sus formas con frecuencia se nombran en términos familiares como esferas, bastones, balas o bloques, pero en realidad son estructuras complejas constituidas por subunidades repetidas de simetría geométrica compleja. El tamaño varían de 0.03 a 0.3 μm de diámetro, por lo que atraviesan comúnmente los filtros que se emplean para retener bacterias.

Protozoos

Los protozoos son microorganismos unicelulares eucariotas que pertenecen al reino protista, cuya estructura está formada por una sola célula abierta. Se multiplican por mitosis o por reproducción sexual. Se pueden dividir en cuatro grupos: Sacordinas (amibas), esporozoarios, mastigóferos (flagelados) y ciliados. Su tamaño varía entre 4 a 40 μm de longitud.

En el tratamiento biológico y en la purificación de cursos de agua tienen una gran importancia porque son capaces de mantener el equilibrio natural entre los diferentes tipos de microorganismos.

Estos microorganismos forman quistes para transportarse por la vía fecal y digestiva, siendo la más común la *Entamoeba histolytica* cuyo tamaño es relativamente grande (25 a 120 μm) y sus quistes miden de 45 a 65 μm de diámetro.

Helmintos

El estudio de estos organismos tiene una amplia tradición en el país, y son muchas y muy importantes las contribuciones aportadas por investigadores mexicanos, no sólo dentro del campo de la biología, la epidemiología, la ecología, la taxonomía, la bioquímica o la inmunología, sino también en el tratamiento, la prevención y la lucha contra ellos y contra las enfermedades que producen.

A los parásitos con forma de gusano se les denomina helminto, que es una denominación genérica en la que se incluyen básicamente tres *phila* de invertebrados: *plathelminthes*, *acanthocephala* y *nematoda*. Los helmintos se encuentran divididos principalmente en tres grupos biológicos: Nemátodos (gusanos redondos), tremátodos (duelas) y céstodos (tenias); pero en las aguas residuales generalmente se localiza una gran cantidad de nemátodos y céstodos.

Los nemátodos constituyen uno de los grupos más abundantes en la Tierra, la mayoría vive en aguas marinas y dulces, aunque también se han registrado numerosas especies parásitas en vegetales y animales, incluyendo al hombre. Son gusanos no segmentados con cuerpo cilíndrico y tubo digestivo completo, incluyendo boca y ano. Su tamaño varía de unas cuantas micras a varios metros de longitud. La mayoría son incoloros y transparentes, sin embargo, algunas especies parásitas pueden presentar coloraciones blanco amarillentas o rojizas adquiridas por la ingestión de varias sustancias. La superficie del cuerpo es generalmente lisa, aunque pueden presentar diversas estructuras cuticulares como estriaciones, espinas, puntuaciones, ventosas, poros, etc.

Los céstodos poseen una cabeza redondeada llamada escólex y un cuerpo plano de segmentos múltiples conocidos como proglótidos. El escólex posee aditamentos especializados para adherirse a la pared intestinal, conocidos como ventosas, ganchos o hendiduras de succión. El tamaño de estos parásitos varía en relación con el número de segmentos que componen el estróbilo; así, mientras algunos miden sólo unos cuantos milímetros y tienen tres o cuatro segmentos, otros alcanzan más de 20 metros de largo y presentan varios cientos de segmentos. Los segmentos definen la madurez del parásito a medida que se aleja del cuello, siendo los más cercanos los inmaduros. Generalmente su coloración es blanquecina o ligeramente amarilla.

En general, los efectos patológicos producidos por la infección de céstodos son de menor gravedad y de tratamiento sencillo que los efectos causados por las tenias larvarias.

1.2.1.2. Indicadores microbianos de la calidad del agua

Los organismos patógenos presentes en las aguas residuales resultan ser difíciles de cuantificar e identificar ya que por lo regular se encuentran en bajas concentraciones en relación con la flora intestinal habitual.

Para determinar la posible presencia de estos patógenos se realiza una detección de contaminación fecal, debido a que los coliformes fecales son exclusivos del tubo digestivo del hombre y de los animales de sangre caliente y su presencia establece que las aguas se encuentran contaminadas o que la eficiencia de un sistema de tratamiento no es el adecuado.

Los indicadores de contaminación deben cumplir con estar presentes en el intestino de una persona aun cuando el individuo esté enfermo, ser exclusivamente de origen fecal, estar contenidos en un número superior al de los gérmenes patógenos, no tener la capacidad de multiplicarse en forma natural en el exterior del hombre, tener una tasa de eliminación inferior a la de los patógenos, ser fáciles de cuantificar e identificar por los procedimientos rutinarios de laboratorio y no ser patógeno.

Los organismos que se emplean como indicadores de contaminación son: Los coliformes fecales, *Streptococcus faecales* y *Clostridium perfringens*.

Los coliformes fecales presentan una gran utilidad en la evaluación de procesos de tratamiento y potabilización, así como en la desinfección del agua. Son bacilos cortos, gram negativos, no esporulados, aerobios y anaerobios facultativos capaces de fermentar la lactosa con producción de ácido y gas de 24 a 48 horas a 35°C. En este grupo se localizan los *Escherichia* y algunas cepas de *Klebsiella*.

Los *Streptococcus faecales* son empleados junto con los coliformes fecales para determinar las fuentes de contaminación fecal reciente. Con los procedimientos analíticos habituales no es posible diferenciar los verdaderos *Streptococcus faecales* de algunas de las variedades que se parecen a este grupo, lo cual representa un impedimento para su uso como organismo indicador; pero como son muy resistentes y no se multiplican en medios acuáticos se emplean como indicadores de bacterias patógenas (que sí se

multiplican en el agua) y de virus (cuya sobrevivencia es muy superior a la de los coliformes fecales). Su presencia oscila de 10^5 a 10^8 /g de heces húmedas, por lo que son menos abundantes que los coliformes fecales.

La relación coliformes fecales-*Streptococos fecales* generalmente es superior a cuatro en las heces humanas e inferior a uno en las heces de animales, propiedad que se emplea para definir el origen de la contaminación.

Los *Clostridium perfringers* son bacterias persistentes anaerobias formadoras de esporas que se emplean como indicador de una contaminación vieja o para evaluar la eficiencia del tratamiento de un agua para consumo humano. Son consideradas exclusivamente de origen fecal y su presencia en las heces varía de 10^3 a 10^{10} /g de heces húmedas. En forma esporulada es muy resistente incluso a desinfectantes como el cloro y puede vivir por un largo periodo fuera del aparato digestivo.

Además de los coliformes fecales, también se incluyen como indicadores de calidad del agua a los huevos de helminto debido a que presentan una dosis infecciosa mínima (1 org/L), ningún tipo de inmunidad en los humanos, muestran un período de latencia largo, resistencia al cloro, la luz ultravioleta y al ozono.

La Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales; en el inciso 4.2, indica que el límite máximo permisible de coliformes fecales para las descargas de aguas residuales vertidas en suelo (uso en riego agrícola) debe ser menor a 1000 como número más probable (NMP) en 100 ml. En el caso de huevos de helminto, el inciso 4.3 y de acuerdo con la *fe de erratas* publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1997, de la misma, se indica que para descargas vertidas al suelo el límite máximo permisible de huevos de helminto para riego restringido es de 5/L, mientras que para riego irrestricto es de 1/L. El primero se refiere al agua destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas, excepto legumbres y verduras que se consumen crudas; y el segundo se refiere a la utilización de agua destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas en forma ilimitada como forrajes, granos, frutas, legumbres y verduras.

1.2.2. Aspectos químicos

Las sustancias químicas tóxicas que se encuentran en el agua presentan un riesgo a la salud diferente a los contaminantes microbiológicos, pues son pocas las sustancias químicas que pueden causar problemas agudos, salvo aquellas vertidas accidentalmente en forma masiva.

Los problemas relacionados con las sustancias químicas presentes en el agua se deben a que éstas pueden afectar negativamente a la salud tras periodos de exposición prolongados; es motivo de especial inquietud los contaminantes con propiedades tóxicas acumulativas, como los metales pesados y las sustancias carcinógenas.

La desinfección es una de las partes más importantes del tratamiento del agua ya que permite la eliminación de patógenos microbianos. Sin embargo, el empleo de agentes químicos reactivos como el cloro, da lugar a la formación de productos químicos secundarios que al combinarlos con otros componentes del agua pueden ser potencialmente perjudiciales a la salud a largo plazo. Para evaluar el impacto de la desinfección en la salud pública se debe considerar no sólo la calidad microbiana del agua tratada, sino también la toxicidad de los desinfectantes y de los productos de sus reacciones.

En la Tabla 1.3 se presentan algunos contaminantes químicos contenidos en el agua residual, así como sus principales características.

Tabla 1.3. Contaminantes químicos presentes en las aguas residuales

(Adaptada de OMS, 1995, y Orta, 1985)

COMPONENTES QUÍMICOS	CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES
Ácido sulfúrico	<p>Gas de olor desagradable (huevos podridos), se percibe en concentraciones muy bajas ($< 8 \mu\text{g}/\text{m}^3$) en el aire</p> <p>Se forma por hidrólisis de sulfuros en el agua y se emplean en la producción de químicos, fertilizantes, papel, detergentes, vidrio, etc.</p> <p>Se oxida rápidamente en agua aireada</p> <p>La toxicidad se produce por inhalación, hay irritación ocular en concentraciones de 15 a 30 mg/m^3</p>
Amoniaco	<p>En el medio ambiente, proviene de procesos metabólicos, agrícolas e industriales y de la desinfección con cloramina</p> <p>Puede generarse también de los revestimientos de tuberías de mortero de cemento</p> <p>Su presencia indica contaminación por bacterias, aguas residuales o desechos de origen animal</p> <p>Puede reducir la eficiencia de la desinfección, da lugar a la formación de nitritos en sistemas de conducción, crea problemas de olor</p>
Arsénico	<p>Se emplea en agentes aleadores en la industria de transistores, láseres y semiconductores, en la fabricación de vidrio, papel, etc.</p> <p>Su presencia en el agua procede de la dilución de minerales, de efluentes industriales y de la atmósfera</p> <p>Es tóxico para la agricultura</p>
Boro	<p>Se utiliza principalmente en materiales estructurales compuestos, en algunos detergentes y procesos industriales</p> <p>Llegan al agua de efluentes industriales y domésticos</p>
Cloruro	<p>Proviene de fuentes naturales, de las aguas residuales y de efluentes industriales</p> <p>En grandes concentraciones ocasiona corrosión de metales</p> <p>Cuando se riega por aspersión existe absorción foliar que afecta a cítricos y frutales</p>
Nitrato y nitrito	<p>Son iones presentes en la naturaleza que forman parte del ciclo del nitrógeno</p> <p>Se usan en fertilizantes inorgánicos, como agente oxidante y en la producción de explosivos</p> <p>La presencia en aguas subterráneas es debida a las prácticas agrícolas</p> <p>Pueden provocar eutroficación</p>
Oxígeno disuelto	<p>Parámetro de calidad del agua, que indica el efecto producido por los contaminantes oxidables</p> <p>Su ausencia en aguas residuales genera olores desagradables por la descomposición anaerobia de la materia orgánica</p>

Tabla 1.3. Contaminantes químicos presentes en las aguas residuales
(continuación)

COMPONENTES QUÍMICOS	CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES
pH	Su uso tiene relación con la irritación ocular y agravación de trastornos cutáneos Se emplea para caracterizar un agua, dar seguimiento a un proceso o controlar las condiciones de operación de una planta de tratamiento
Sólidos	Incluyen sales inorgánicas como materia orgánica En concentraciones altas aumentan la conductividad eléctrica, que se relaciona con los procesos de corrosión
Sodio	Reduce la permeabilidad del suelo obstruyendo el acceso del agua a las raíces, ocasionando la disminución en el crecimiento del cultivo
Herbicidas	Se emplean para controlar las hierbas y malezas Se han encontrado en aguas subterráneas y superficiales El consumo de alimentos regados con aguas que contienen herbicidas provoca tumores en el estómago y tiroides. Se pueden acumular en los tejidos adiposos
Insecticidas	Se emplean para la protección de cultivos y en la salud pública Pueden lixiviarse en el suelo Puede ocasionar lesiones y tumores hepáticos si se ingiere en alimentos regados con este contaminante
Cloro	Se utiliza como desinfectante y blanqueante en la industria y en usos domésticos En el agua se combina para formar ácido hipocloroso e hipocloritos

1.3. Procesos de tratamiento de aguas residuales

En la actualidad se pueden encontrar diversos procesos y operaciones unitarios que al combinarlos adecuadamente pueden en su mayoría eliminar ciertos contaminantes de las aguas residuales.

Se conocen como operaciones unitarias aquellos procesos de tratamiento en los que predominan los fenómenos físicos, mientras que aquellos métodos en los que la eliminación de los contaminantes se realiza con base en procesos químicos o biológicos

se conocen como procesos unitarios. En la actualidad, las operaciones y procesos unitarios se agrupan entre sí para constituir los así llamados tratamiento primario, secundario, terciario y natural.

El tratamiento primario contempla el uso de operaciones físicas como la sedimentación, el desbaste y la filtración en la eliminación de sólidos sedimentables y flotantes presentes en el agua residual; en tanto que el tratamiento secundario es aplicado en la remoción de la mayor parte de la materia orgánica mediante el empleo de procesos biológicos y químicos; en el tratamiento terciario se emplean combinaciones adicionales de los procesos y operaciones unitarias con el fin de eliminar otros componentes, tales como el nitrógeno y el fósforo, cuya reducción con tratamiento secundario no es significativa. El tratamiento natural se basa en la degradación de los residuos que llevan las aguas residuales mediante la aplicación de procesos físicos, biológicos y químicos, que interaccionan con el medio ambiente.

En la Tabla 1.4 se exponen los principales procesos y operaciones unitarios aplicados a la remoción de contaminantes presentes en las aguas residuales.

Tabla 1.4. Procesos y operaciones unitarios aplicados en la remoción de contaminantes presentes en las aguas residuales

(Adaptada de Noyola, 1996)

PRINCIPAL ANÁLISIS	PARÁMETRO O CONTAMINANTE	EFEECTO	PROCESO Y OPERACIÓN UNITARIO
DBO	Materia orgánica + biodegradable	Abatimiento del OD en el cuerpo receptor Crecimiento incontrolado de organismos Fertilización del suelo	Procesos biológicos, Físicos Filtración lenta Sistemas naturales
DQO, COT	Materia orgánica + en general	Acumulación en el cuerpo receptor Riesgo de toxicidad Fertilización del suelo	Adsorción Ozonación Sistemas naturales

Tabla 1.4. Procesos y operaciones unitarios aplicados en la remoción de contaminantes presentes en las aguas residuales

(Continuación)

PRINCIPAL ANÁLISIS	PARAMETRO O CONTAMINANTE	EFEECTO	PROCESO Y OPERACIÓN UNITARIO
SST, SSV, SSF	Sólidos suspendidos	Sedimentación y azolvamientos en cuerpos receptores Solubilización de fracción orgánica Modificación de la estructura del suelo	Tamizado, trituración Desarenación, sedimentación Filtración, flotación Coagulación-sedimentación Sistemas naturales
	Compuestos tóxico + metales pesados	Impacto en la salud humana, en la flora y fauna del cuerpo receptor	Precipitación química Intercambio iónico Sistemas naturales
	Compuestos tóxico + orgánicos volátiles (VOC)		Desorción con aire (stripping) Adsorción
	Compuestos tóxico + orgánicos prioritarios		Ver materia orgánica en general
Escala Pt-Co Nefelometría	Color y turbiedad	Impacto en el aspecto estético Interferencia con la penetración de la luz solar	Coagulación-sedimentación Filtración, oxidación química Adsorción, sistemas naturales
NTK, NO _x , P _T , PO ₄	Nitrógeno	Nutrientes que provocan eutroficación en cuerpos de agua y la fertilización en el suelo	Nitrificación-desnitrificación Desorción de amoníaco Intercambio iónico Cloración a punto de quiebre Sistemas naturales
	Fósforo		Precipitación, remoción biológica Coagulación-sedimentación Sistemas naturales
Grasas y aceites	Grasas y aceites	Acumulación en drenajes y cuerpos de agua Reducen la transferencia natural de oxígeno a cuerpos de agua Impacto estético	Flotación libre Flotación con aire disuelto
Conductividad	Sales inorgánicas	Restringen el reúso del agua tratada	(Intercambio iónico) Osmosis inversa Electrodialisis Evaporación
Coliformes fecales	Patógenos	Transmisión de enfermedades gastrointestinales	Desinfección Sistemas naturales

1.3.1. Tratamiento primario

Las operaciones llevadas a cabo en el tratamiento de las aguas residuales mediante la aplicación de fuerzas físicas para generar cambios en las características y propiedades del agua, se conocen como operaciones físicas unitarias.

Dado que el origen de estas operaciones se halla en la observación directa de los fenómenos que se daban en la naturaleza, constituyen los primeros métodos de tratamiento empleados por el hombre. Hoy en día, las operaciones físicas unitarias constituyen la base de la mayoría de los diagramas de flujo de los procesos de tratamiento, siendo las más comunes el desbaste, la dilaceración, la sedimentación, la flotación y la filtración.

1.3.1.1. Desbaste

El desbaste es el primer paso en el tratamiento del agua residual y tiene por objetivo la separación de sólidos gruesos que son capaces de provocar obturaciones en el equipo del tratamiento, además de generar una reducción en la eficiencia de los tratamientos siguientes.

Los elementos utilizados para el desbaste son las rejas y los tamices. Por lo general las rejas presentan aberturas mayores a 15 mm y se emplean en la separación de sólidos gruesos. Las aberturas de los tamices oscilan de 0.2 a 6 mm y se emplean en la eliminación de sólidos en suspensión. La limpieza de estos componentes se puede realizar mecánica o manualmente.

1.3.1.2. Dilaceración

Los dilaceradores se emplean para triturar los sólidos a tamaños menores y más homogéneos, los cuales se incorporan al flujo para su eliminación en las operaciones y procesos que se llevan a cabo aguas debajo de este componente.

Los dilaceradores se pueden emplear como una alternativa a las rejillas y tamices. Existen diferentes tipos de dilaceradores disponibles en el mercado, pero su funcionamiento es prácticamente el mismo. El Caudal se hace pasar por un peine fino donde los sólidos son triturados por dientes cortantes y barras de cizalladura de tambor giratorio hasta conseguir un tamaño más o menos uniforme. Las partículas cizalladas atraviesan las ranuras del tambor y salen hacia el canal aguas abajo por una abertura en el fondo, mediante un sifón invertido.

1.3.1.3. Sedimentación

La sedimentación tiene como objetivo extraer del agua residual gravas, arenas, cenizas, semillas y partículas minerales más o menos finas (mayores de 200 micras) con el fin de evitar que se produzcan sedimentos en los canales y conducciones, proteger los elementos mecánicos móviles de la abrasión y del desgaste, evitar sobrecargas en las fases de tratamiento siguientes y reducir la frecuencia de limpieza de digestores provocada por la excesiva acumulación de arenas.

Los desarenadores se suelen colocar después del desbaste y antes de los tanques de sedimentación primaria, aunque en algunas instalaciones, el desarenador precede al desbaste. Normalmente, la instalación del desbaste antes del desarenador facilita la explotación y el mantenimiento de los elementos de sedimentación de arenas.

Existen tres tipos generales de desarenadores: De flujo horizontal con diseño rectangular o cuadrado, aireados y de vórtice. En el primero de ellos, el agua circula a través del elemento en dirección horizontal y la velocidad de circulación se controla por la propia geometría de la unidad, con compuertas de distribución y mediante la adopción de vertederos de secciones especiales a la salida del canal. El desarenador aireado consiste en un tanque de aireación de flujo helicoidal en el que se induce una velocidad en forma espiral que se controla por la propia geometría del tanque y por la cantidad de aire que es suministrado a la unidad. El desarenador de vórtice consiste en un tanque cilíndrico en el que el agua entra siguiendo una dirección de flujo tangencial creando un flujo en vórtice; las fuerzas centrífugas y gravitatorias son las responsables de la separación de las arenas.

1.3.1.4. Flotación

La flotación es una operación unitaria que se emplea para separar partículas líquidas y sólidas del agua residual. Los líquidos y sólidos con una densidad menor que la del agua flotan en ésta y en consecuencia, se pueden recoger superficialmente. Los sólidos en suspensión con una mayor densidad se eliminan introduciendo burbujas de aire en el agua, las cuales se adhieren a las partículas y las desplazan a la superficie en donde son eliminadas. Este proceso favorece también la flotación de líquidos de menor densidad que la del agua.

En los tanques de flotación se remueven grasas, espumas, maderas, residuos vegetales y partículas en suspensión de pequeño tamaño. La principal ventaja del proceso de flotación frente al de sedimentación consiste en que permite eliminar mejor y en menos tiempo las partículas pequeñas o ligeras cuya deposición es lenta.

1.3.1.5. Filtración

La filtración es un proceso que separa los sólidos suspendidos y la materia coloidal de la fase líquida mediante un medio poroso, que por lo general es arena y/o antracita.

De acuerdo con la forma en se retienen los sólidos, los filtros se pueden clasificar en: Superficiales, en profundidad y a través de soporte grueso. Se llama filtración en superficie cuando los sólidos quedan retenidos en la superficie del medio debido a que la dimensión de los sólidos es superior a la de los poros. En caso contrario, si los sólidos quedan retenidos en el interior del medio la filtración se denomina en profundidad. En la filtración de soporte grueso, los sólidos son retenidos tanto en la superficie como en el interior del medio.

1.3.2. Tratamiento secundario

Como anteriormente se comentó, el tratamiento secundario se aplica en la eliminación de la mayor cantidad de materia orgánica mediante la utilización de procesos biológicos y químicos.

1.3.2.1. Procesos biológicos

Los procesos biológicos por lo general emplean microorganismos que se alimentan de la materia orgánica contaminante, con ello, la eliminan del agua en forma de nuevas células o de gases con una mayor facilidad.

Los procesos biológicos se aplican cuando los principales contaminantes son orgánicos biodegradables o cuando se presentan uniones inorgánicas en forma de nitratos, nitritos, sulfatos o fosfatos, por lo que desechos domésticos e industriales pueden ser tratados en su mayoría por la vía biológica.

En el cuadro sinóptico de la Figura 1.2 se presentan los diversos procesos biológicos existentes, los cuales están en función de la presencia o ausencia del oxígeno molecular disuelto, así como de la forma en que se encuentran los microorganismos en el reactor biológico. Cuando hay oxígeno molecular disuelto en el agua se presenta condiciones aerobias y cuando el oxígeno se encuentra disponible a través de uniones inorgánicas (NO_3 , NO_2 o SO_4) se habla de condiciones anóxicas. En caso de no presentarse el oxígeno en forma disuelta en el medio o en uniones inorgánicas se presentan condiciones anaerobias.

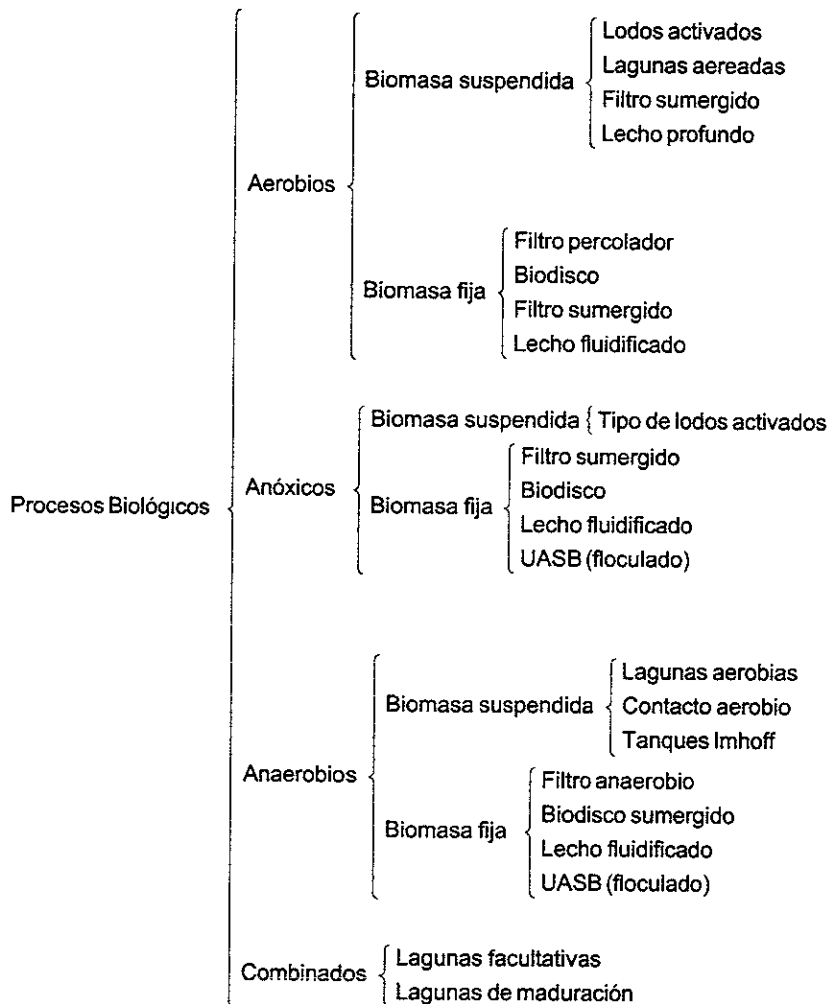


Figura 1.2. Procesos biológicos (Adaptada de Noyola, 1996)

Dentro de los procesos biológicos, los procesos aerobios requieren de oxígeno (energía) y producen una importante cantidad de lodos (células) en exceso. Los procesos anaerobios no requieren oxígeno, producen pocos lodos y generan biogas (mezcla de metano y bióxido de carbono), por lo que sus costos de operación y mantenimiento son menores, aunque no alcanzan la calidad de agua lograda con los procesos aerobios. En este sentido, puede ser económicamente más conveniente el integrar un sistema de tratamiento con un proceso anaerobio seguido de uno aerobio; esto es particularmente cierto en el caso de aguas residuales de origen industrial con moderada y alta carga orgánica.

El proceso UASB (*Up Flow Anaerobic Sludge Blanket*) se basa en la retención de la biomasa por medio de una floculación compacta natural, conocida como granulación. No es estrictamente un reactor de biomasa fija.

1.3.2.2. Procesos químicos

Los procesos empleados en el tratamiento de las aguas residuales en donde las transformaciones se producen mediante reacciones químicas, reciben el nombre de procesos químicos unitarios.

Desde el punto de vista técnico y económico, los procesos químicos se aplican en el tratamiento de aguas que contienen contaminantes inorgánicos, materia orgánica biodegradable o no biodegradables y/o compuestos tóxicos para los microorganismos. Hacen uso de diferentes propiedades entre el contaminante y el agua mediante la combinación de procesos físicos y la adición de reactivos, que cambian la forma del contaminante a una más fácil de separar del agua.

En la Tabla 1.5 se resumen los procesos químicos que se emplean en el tratamiento de aguas residuales, así como sus principales aplicaciones.

Tabla 1.5. Procesos químicos unitarios en el tratamiento del agua residual

(Adaptada de Metcalf & Eddy, 1996)

PROCESO	APLICACIÓN
Primario avanzado	Eliminación de patógenos, SST y metales pesados. Genera aguas adecuadas para reúso agrícola
Precipitación química	Eliminación de fósforo y mejora de la eliminación de sólidos en suspensión en las instalaciones de sedimentación primaria empleadas en tratamientos fisicoquímicos
Adsorción	Eliminación de materia orgánica no eliminada con métodos convencionales de tratamiento químico y biológico. También se emplea para decolorar el agua residual antes de su vertido final

Tabla 1.5. Procesos químicos unitarios en el tratamiento del agua residual
(Continuación)

PROCESO	APLICACIÓN
Desinfección con cloro	Dstrucción selectiva de organismos causantes de enfermedades. El cloro es el producto químico más utilizado
Decloración	Eliminación de cloro combinado residual total remanente después de la cloración (puede realizarse de diversas maneras)
Desinfección con dióxido de cloro, cloruro de bromo, ozono, luz ultravioleta	Dstrucción selectiva de organismos causantes de enfermedades
Otros	Para alcanzar objetivos específicos en el tratamiento de las aguas residuales, se pueden emplear otros compuestos químicos

Fundamentos del tratamiento primario avanzado

En la actualidad, debido a diversas innovaciones del proceso, la opción fisicoquímica en su versión TPA (*Tratamiento Primario Avanzado*) permite tratar agua residual a un nivel compatible con las necesidades de riego agrícola a un costo que se supone difícilmente logrado por otros procesos pues es capaz de mantener la materia orgánica disuelta en el agua, preserva el contenido de nitrógeno y fósforo, y elimina tanto patógenos como metales pesados. Es utilizado en varias plantas de gran capacidad, particularmente en Estados Unidos como la de Point Loma en San Diego o la de Hyperion en los Ángeles; así como en Montreal, Canadá; Marsella, Francia y en las plantas de Noruega y Suecia.

Los fundamentos teóricos del proceso primario avanzado tiene que ver con tres aspectos: La desestabilización de los sólidos suspendidos, la formación de flóculos y la eliminación de éstos de la suspensión. Los dos primeros aspectos se relacionan con la teoría de la coagulación-floculación, es decir, es un proceso en el cual se añaden reactivos químicos al agua para eliminar sólidos suspendidos, coloidales y materia orgánica evaluada como DBO total. El tercero tiene que ver con la teoría de sedimentación o filtración directa.

El TPA es aplicable cuando los requerimientos del efluente son menores al tradicional 30/30 (DBO/SST) definido para efluentes secundarios, cuando el agua tratada se desea emplear en riego, o bien, cuando la descarga del efluente es hacia el mar en zonas de alta dilución y resulta intrascendente pagar por un mejor efluente. Este tipo de tratamiento incrementa la capacidad de plantas biológicas secundarias, disminuye el requerimiento de oxígeno y el tamaño del reactor biológico, además, es capaz de eliminar metales pesados como el plomo, zinc y cobre del orden del 70%.

Para el sistema de TPA es suficiente una remoción de sólidos suspendidos del 70%. Además, no deberá remover más del 40% de los nutrientes ni más del 65% de la materia orgánica presentes en el agua residual, que le agregan valor a ésta cuando es utilizada en riego agrícola.

Existen cuatro configuraciones comunes de los procesos fisicoquímicos:

- a. *Tratamiento Primario Convencional:* Consiste en la desarenación y sedimentación primaria. Su eficiencia es de 65% en remoción de sólidos suspendidos (SST) y 30% en demanda bioquímica de oxígeno (DBO_t) para aguas domésticas convencionales.
- b. *Tratamiento Primario Avanzado:* Consiste en un sistema de desarenación y un tanque de sedimentación primaria. A este proceso se le adiciona un coagulante ($Al_2(SO_4)_3$ o $FeCl_3$) combinado con pequeñas cantidades de floculante (polímero aniónico). Este proceso remueve entre 80 y 85% de SST, 50 a 55% de DBO_t . Se adapta muy fácilmente en plantas en operación.
- c. *Tratamiento Químico Primario:* Este sistema cuenta con una unidad de coagulación-floculación antes de la sedimentación. El criterio de diseño se basa para la etapa primaria en la eliminación de SST, DBO_t y fósforo. Se emplean cantidades altas de cloruro férrico con 0.2 mg/L de polielectrolito aniónico. Este sistema remueve más del 90% de SST, 75% de DBO_t y 95% de fósforo en aguas residuales domésticas.
- d. *Tratamiento Químico en dos Etapas:* Este sistema consiste en añadir reactivos en dos etapas. La primera es un tratamiento primario avanzado y la segunda es un proceso de floculación. Las dosis y el volumen de los reactivos son menores.

En la Tabla 1.6 se presentan los diferentes tipos de tratamiento fisicoquímico con sus respectivos porcentajes de remoción de SST, DBO y fósforo; mientras que en la Figura 1.3 se ilustra la configuración del tratamiento fisicoquímico.

Tabla 1.6. Tipos de tratamiento fisicoquímico y eficiencias de remoción

(Fuente: Shao *et al.*, 1993)

PROCESO	CONFIGURACIÓN	% SST	% DBO	% P
Primario Convencional	DA + SP	65	30	11
Primario Avanzado	(AC) DA + (AP) SP	80 - 85	50 - 55	31
Floculación Primaria	(AC) DA + F + (AP) SP	> 90	75	95
Floculación en dos partes	DA + SP + (AC) F + (AP) + SS	83	52	SD

DA: Desarenador

SP: Sedimentación primaria

AC: Adición de coagulante

AP: Adición de polímeros

F: Floculador

SS: Sedimentación secundaria

SD: Sin datos

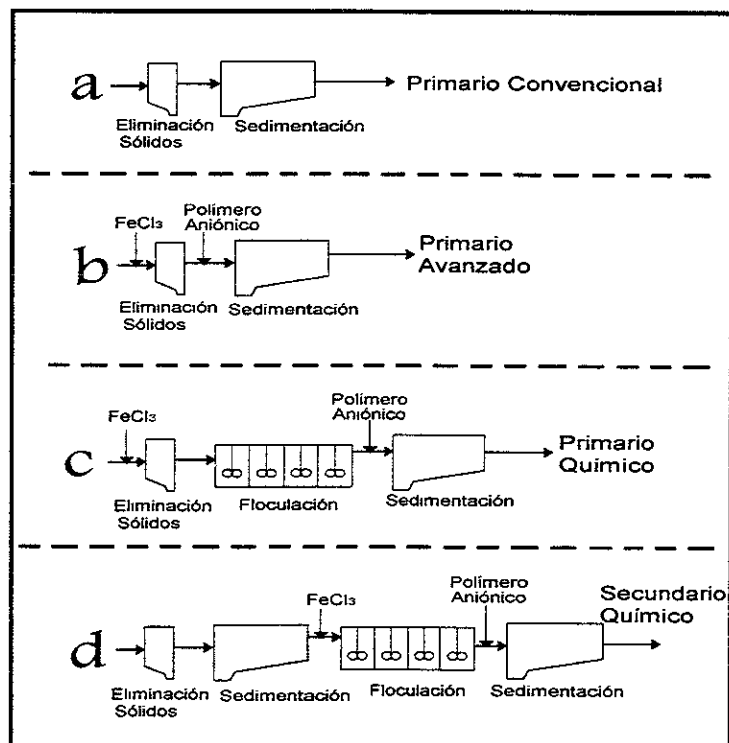


Figura 1.3. Configuraciones básicas del tratamiento fisicoquímico

(Fuente: Shao *et al.*, 1993)

Hoy en día, se siguen estudiando las condiciones de diseño óptimas para el sistema de tratamiento primario avanzado. En la Tabla 1.7 se mencionan las recomendaciones en cuanto al empleo de cloruro férrico y de las sales de aluminio como coagulantes.

Tabla 1.7. Condiciones de diseño actualmente recomendadas para el tratamiento primario avanzado (Fuente: Shao *et al.*, 1993)

PARÁMETRO	COLORURO FÉRRICO (FeCl ₃)	SALES DE ALUMINIO (Al ₂ (SO ₄) ₃)
Sólidos suspendidos	Menor	Mayor
Flóculos	Más compacto	Menos compacto
Concentración de solución en el espesador	5.5%	3.4%
Olores del espesador	Nulo	Presente
Efectos sobre la digestión de lodos	Mejora	-
Corrosión	Controladas por la precipitación de sulfuros	-

1.3.3. Tratamiento terciario

El tratamiento terciario o tratamiento avanzado del agua residual es llamado al tratamiento adicional necesario para la eliminación de los sólidos suspendidos y de las sustancias disueltas que permanecen en el efluente del tratamiento secundario convencional. Estas sustancias pueden ser materia orgánica o sólidos en suspensión, y en su naturaleza pueden variar desde iones inorgánicos relativamente simples como el calcio, el potasio, el sulfato, el nitrato y el fosfato, hasta un número cada vez mayor de compuestos orgánicos sintéticos muy complejos.

A lo largo de los últimos veinte años se han estudiado, desarrollado y aplicado una amplia variedad de tecnologías de tratamiento para la eliminación de los constituyentes de importancia, compuestos y sustancias. Los métodos de tratamiento avanzado se pueden clasificar en función del tipo de operación o proceso unitario, o por el objetivo principal de eliminación que se requiere conseguir. En la Tabla 1.8 se muestran las operaciones y

procesos del tratamiento avanzado, indicando su principal función de eliminación y el tipo de efluente residual.

Tabla 1.8. Operaciones y procesos del tratamiento terciario

(Fuente: Metcalf & Eddy, 1996)

CONTAMINANTE	OPERACIÓN O PROCESO	TIPO DE EFLUENTE ^a
Eliminación de sólidos suspendidos	Filtración	ETP, ETS
Oxidación de amoníaco	Nitrificación biológica	ETP, ETB, ETS
Eliminación de nitrógeno	Nitrificación/desnitrificación biológica	ETP, ETS
Eliminación de nitratos	Desnitrificación biológica en etapas separadas	ETS + nitrificación
Eliminación biológica de fósforo	Eliminación de fósforo en la línea principal Eliminación de fósforo en la línea auxiliar	ARC, ETP FAR
Eliminación biológica conjunta de nitrógeno y fósforo	Nitrificación/desnitrificación biológica y eliminación de fósforo	ARC, ETP
Eliminación física o química de nitrógeno	Arrastre por aire Cloración al breakpoint Intercambio iónico	ETS ETS + filtración ETS + filtración
Eliminación de fósforo por adición de reactivos químicos	Precipitación química con sales metálicas Precipitación química con cal	ARC, ETP, ETB, ETS ARC, ATP, ATS
Eliminación de compuestos tóxicos y materia orgánica refractaria	Adsorción sobre carbono Fangos activados-carbón activado en polvo Oxidación química	ETS + filtración ETP ETS + filtración
Eliminación de sólidos inorgánicos disueltos	Precipitación química Intercambio iónico, ultrafiltración, osmosis inversa Electrodíalisis	ARC, ETP, ETB, ETS ETS + filtración ETS + filtración + adsorción sobre carbono
Compuestos orgánicos volátiles	Volatilización y arrastre con gas	ARC, ETP

^a ETP: Efluente de tratamiento primario
 ATB: Efluente de tratamiento biológico (sin decantación)
 ETS: Efluente de tratamiento secundario (con decantación)
 ARC: Agua residual cruda (no tratada)
 FAR: Fango activado recirculado

1.3.4. Tratamiento natural

Cuando el agua, el suelo, las plantas, los microorganismos y la atmósfera interactúan con el medio ambiente, se generan procesos físicos, químicos y biológicos que son empleados para proporcionar un tratamiento natural a las aguas residuales. Los procesos que intervienen en los sistemas de tratamiento natural incluyen muchos de los utilizados en las plantas de tratamiento junto con procesos propios de los sistemas de tratamiento naturales tales como la fotosíntesis, la fotooxidación y la asimilación por parte de las plantas.

Los sistemas de tratamiento natural se pueden clasificar en: 1) sistemas de aplicación al terreno de baja carga, de infiltración rápida y de riego superficial; 2) sistemas acuáticos, como terrenos pantanosos naturales o artificiales y sistemas de tratamiento mediante plantas acuáticas.

1.3.4.1. Sistemas de baja carga

Hoy en día, los sistemas de baja carga constituyen el proceso de tratamiento natural más común, ya que contemplan la aplicación del agua residual sobre un terreno con vegetación para conseguir tanto el grado necesario de tratamiento del agua residual como el crecimiento de la vegetación existente. El agua aplicada puede consumirse por evapotranspiración o por percolación vertical y horizontal en el terreno. Toda el agua que pueda fluir en superficie se recoge y vuelve a aplicarse al sistema. El tratamiento se produce conforme el agua aplicada que se percola en el terreno. En la mayoría de los casos, el agua percolada alcanzará las aguas subterráneas, pero en otros, puede ser interceptada por aguas naturales superficiales o recuperada mediante sistemas de drenaje o pozos.

Los sistemas de baja carga se pueden clasificar en función de sus objetivos como Tipo 1 y Tipo 2. Se considera que pertenece al Tipo 1 si el principal objetivo es el tratamiento del agua residual y la carga hidráulica aplicada no está controlada por la demanda de agua de la vegetación, sino por un parámetro de diseño, como lo es la permeabilidad del

terreno o la carga de constituyentes. En los sistemas del Tipo 2, el principal objetivo es la reutilización del agua residual mediante la producción de cosechas o por riego de espacios verdes, y se suelen conocer como sistemas de irrigación con agua residual o sistemas de irrigación de cultivos.

1.3.4.2. Sistemas de infiltración rápida

En los sistemas de infiltración rápida el agua residual ha recibido alguna forma de tratamiento y es aplicada de forma intermitente, normalmente mediante lagunas de infiltración o de distribución de poca profundidad. También se emplean en la aplicación de agua residual mediante sistemas de aspersion de alta carga. En las lagunas de infiltración no se suele disponer de algún tipo de vegetación, pero ésta es necesaria si se emplean sistemas de aspersion. Debido a que las cargas aplicadas son relativamente elevadas, las pérdidas por evaporación sólo representan una pequeña parte del agua aplicada, y la mayor parte se percola en el terreno proporcionando un tratamiento deseado.

Los objetivos de diseño de los sistemas de infiltración rápida incluyen: Tratamiento del agua seguido de recarga de acuíferos para aumentar los recursos hídricos o evitar la intrusión de aguas saladas; tratamiento del agua seguido de su recuperación mediante sistemas de drenaje inferior o extracción por bombeo; y tratamiento de agua seguido por circulación subterránea y descarga a aguas superficiales. El potencial de tratamiento de los sistemas de infiltración rápida es algo inferior al de los sistemas de baja carga debido a la menor capacidad de retención de los suelos permeables y a las mayores cargas hidráulicas empleadas.

1.3.4.3. Riego superficial

En los sistemas de riego superficial, el agua residual se distribuye en la zona superior de terrenos vegetados con pendientes cuidadosamente seleccionadas, de modo que pueda fluir sobre la superficie hasta unas zanjas de recolección de escurrimiento superficial situadas en el extremo de la pendiente. Los sistemas de riego superficial se emplean en suelos o estratos subsuperficiales relativamente impermeables, aunque el proceso se ha

adaptado a un amplio intervalo de permeabilidades ya que el terreno tiene tendencia a impermeabilizarse con el paso del tiempo. Por lo tanto, la percolación con el terreno es una vía hidráulica menor, y la mayor parte del agua aplicada se recoge en forma de escorrentía superficial. Parte del agua se pierde por evapotranspiración en un porcentaje variable que depende del clima de la región y de la estación del año. La distribución del agua residual se puede llevar a cabo mediante aspersores de alta carga, rociadores de baja presión, o por métodos superficiales como tuberías con orificios.

1.3.4.4. Humedales

Los humedales o terrenos pantanosos son áreas inundadas con profundidades de agua normalmente inferiores a 0.6 metros, poseen plantas emergentes como espadañas, juncos y aneas. La vegetación proporciona superficies para la formación de películas bacterianas, facilita la filtración y la adsorción de los constituyentes del agua residual, permite la transferencia de oxígeno a la columna de agua, y controla el crecimiento de algas al limitar la penetración de luz solar.

Para el tratamiento del agua residual se han empleado humedales naturales y artificiales, aunque el uso de terrenos naturales está limitado al tratamiento adicional de efluentes de tratamientos secundarios o avanzados. Desde el punto de vista normativo, los humedales naturales se consideran cuerpos de agua receptores. Los humedales artificiales tienen una idéntica capacidad de tratamiento que los naturales, con la ventaja de no estar sujetos a las limitaciones de vertidos a ecosistemas naturales.

1.3.4.5. Plantas acuáticas

Los sistemas de plantas acuáticas son, conceptualmente, similares a los sistemas de humedales, excepto por el hecho de que se emplean especies de plantas flotantes como el lirio acuático y la lenteja de agua. Las profundidades del agua varían entre 0.5 y 1.8 metros. Estos sistemas se han utilizado para la eliminación de algas de los efluentes de lagunas y estanques de estabilización. Las cargas hidráulicas anuales y las necesidades

específicas de superficie de los sistemas de plantas flotantes son similares a las de los sistemas de terrenos pantanosos.

1.4. Planteamiento teórico del sistema de filtración

1.4.1. Generalidades

La filtración del agua es un proceso fisicoquímico que se emplea para retener los sólidos suspendidos y la materia coloidal de la fase líquida mediante un lecho poroso. Consiste en hacer pasar una mezcla sólido-líquida a través de un material poroso (filtro) que retiene los sólidos y deja pasar los líquidos, proporcionando un efluente de calidad constante independientemente de las variaciones del afluente.

La filtración es uno de los métodos convencionales más antiguos del tratamiento de agua que inicialmente tuvo un carácter puramente doméstico. A medida que la demanda de agua filtrada aumentaba, se fue estudiando a fondo el trabajo de los filtros, a tal grado que en Inglaterra, Estados Unidos, Bélgica, Alemania y Francia se desarrolló una notable tecnología de filtración a nivel industria.

Hoy en día, la filtración se emplea tanto en potabilización, como en depuración y acondicionamiento de agua, y su estudio ha llevado a comprender que el proceso de eliminación de contaminantes no es puramente mecánico sino que incluye la eliminación química de otras, de ahí su gran versatilidad en el campo del tratamiento del agua.

La utilización de los filtros se debe, entre otros factores, a que disminuye la carga de sólidos y materia coloidal del agua; remueve partículas y materia coloidal no sedimentable después de la floculación biológica o química; incrementa la remoción de sólidos suspendidos, turbiedad, fósforo, materia orgánica (medida como DBO y DQO), metales pesados, asbestos, bacterias, algunos virus y helmintos; mejora la eficiencia y reduce el costo de desinfección a través de la remoción de materia orgánica suspendida y otras sustancias interferentes; asegura la operación de la planta y ofrece una calidad constante en el efluente (Jiménez, 1995).

1.4.2. Clasificación

De acuerdo con la forma en que se retienen los sólidos, los filtros se pueden clasificar en: Superficiales, a través de un soporte grueso y a profundidad.

Si las materias en suspensión que deben separarse tienen una dimensión superior a la de los poros, quedarán retenidas en la superficie formando una capa de espesor creciente que comúnmente se denomina torta. A este proceso se denomina filtración superficial, que comúnmente son conocidos como filtros de mallas de rejillas, de discos o tambores, prensa, a vacío y ósmosis inversa.

En caso contrario, si los sólidos quedan retenidos en el interior del medio la filtración se denomina en profundidad. Durante la filtración, el agua llena los poros del filtro y las impurezas son retenidas en el empaque por adhesión. Por lo general estos filtros se emplean en potabilización y en descontaminación del agua. Para que se lleve a cabo una filtración eficiente se pueden adicionar coagulantes durante este proceso.

Si durante la filtración la retención de la materia en suspensión se realiza tanto en la superficie como en el interior del filtro, la filtración se denomina a través de un soporte grueso. Este tipo de filtración es poco empleado ya que tiene las desventajas de los otros tipos de filtración sin aportar mejoras.

Para determinar la naturaleza de filtración se considera el criterio dimensional de la siguiente ecuación (Jiménez, 1995):

$$\varepsilon = \frac{18 \Delta P}{R_m d^2 (S - e)} \quad (1)$$

Donde

ΔP : Pérdida de carga a través de la placa de resistencia R_m

d : Diámetro de las partículas por retener

Por lo que la naturaleza de la filtración estará en función de:

$\varepsilon < 100$	\Rightarrow	Sobre membrana
$\varepsilon > 1000$	\Rightarrow	En profundidad
$100 < \varepsilon < 1000$	\Rightarrow	Sobre membrana y en profundidad

1.4.3. Filtración a profundidad

La filtración a profundidad se puede clasificar de acuerdo con los parámetros de la Figura 1.4.

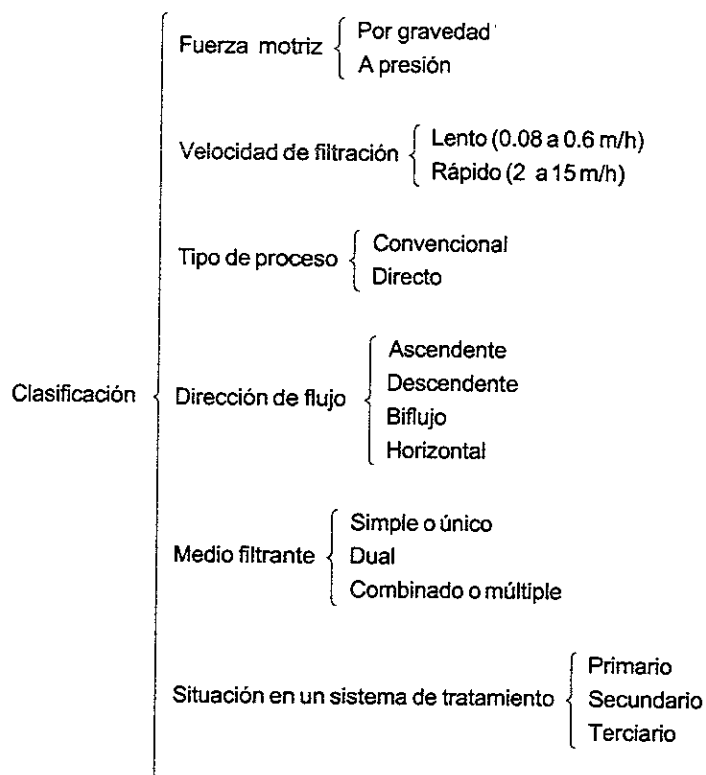


Figura 1.4. Clasificación de filtros a profundidad (Fuente: Jiménez, 1995)

1.4.3.1. Filtros a gravedad

Son conocidos también como filtros a cielo abierto y se emplean en la mayor parte de las instalaciones de filtración destinadas al abastecimiento de agua potable, así como

numerosas instalaciones de clarificación de aguas industriales o residuales de gran caudal.

En este tipo de filtros la acción de la gravedad es la fuerza impulsora que permite que una columna de líquido acumulada sobre un medio fluya a través de él. De acuerdo con la secuencia dentro del proceso, se puede emplear en el tratamiento primario, secundario o terciario.

1.4.3.2. Filtros a presión

Estos filtros se encuentran en depósitos metálicos totalmente cerrados donde la fuerza impulsora es ejercida por la presión de bombeo. La selección de la talla efectiva del medio y su altura depende de la velocidad de filtración, la pérdida de carga hidrostática y el tamaño de partícula que será filtrada.

Estos filtros suelen funcionar con altas pérdidas de carga que oscilan entre 2 y 19 mca, con velocidades de filtración de 5 a 50 m/h. Se emplean frecuentemente en plantas pequeñas y en las industrias, sobre todo en las de aguas embotelladas. En la Figura 1.5 se muestra un filtro a presión clásico.

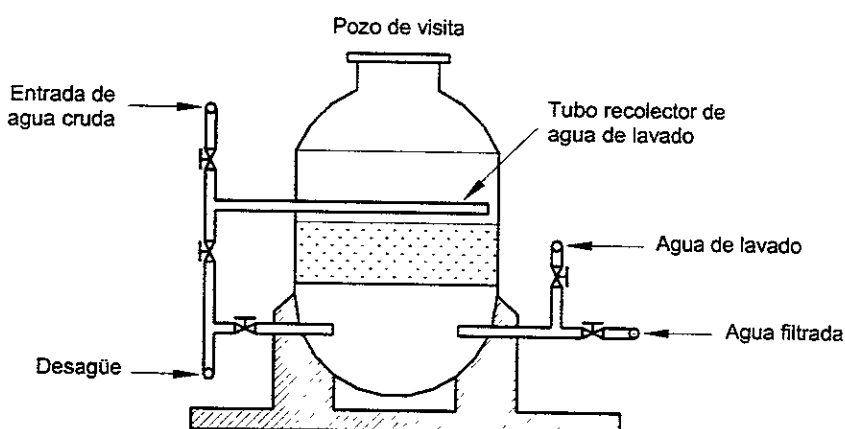


Figura 1.5. Filtro a presión

1.4.3.3. Filtros lentos

La filtración lenta (Figura 1.6) consiste en pasar agua a través de un lecho filtrante de arena con espesor de 0.6 a 1.0 m y tamaño efectivo del medio de 0.15 (en Inglaterra) a 1 mm (en Francia). Sus características principales son: Baja velocidad de trabajo (0.08 a 0.60 m/h) y limpieza mediante el raspado y remoción de la arena.

Los filtros lentos se pueden clasificar de acuerdo con el sentido del flujo en descendentes y horizontales. Las principales ventajas de la filtración lenta son su bajo costo, la independencia de la operación y el no requerir reactivos químicos. Por sus características, la filtración lenta se puede emplear en el afinamiento de un efluente terciario, cuando se tiene disponibilidad de terreno.

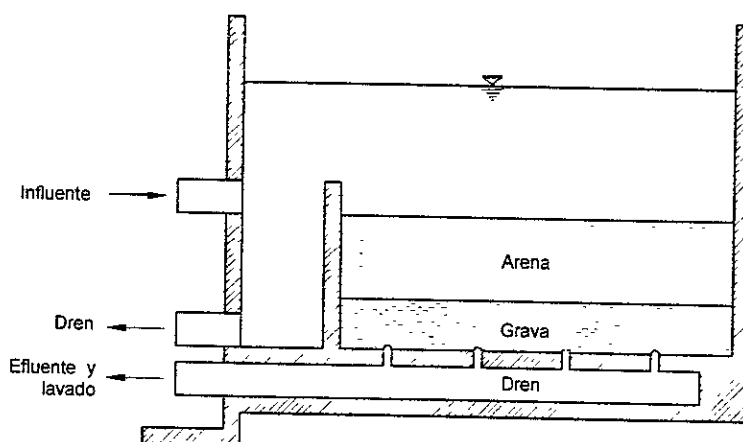


Figura 1.6. Filtro lento

1.4.3.4. Filtros rápidos

El término filtración rápida (Figura 1.7) se aplica cuando la tasa de filtración es del orden de 2 a 15 m/h, y en algunas veces más. Consiste en un lecho de profundidad variable entre 80 cm y varios metros. El transporte hasta la superficie del medio filtrante se produce por difusión, interceptación, sedimentación, choque o transporte hidrodinámico.

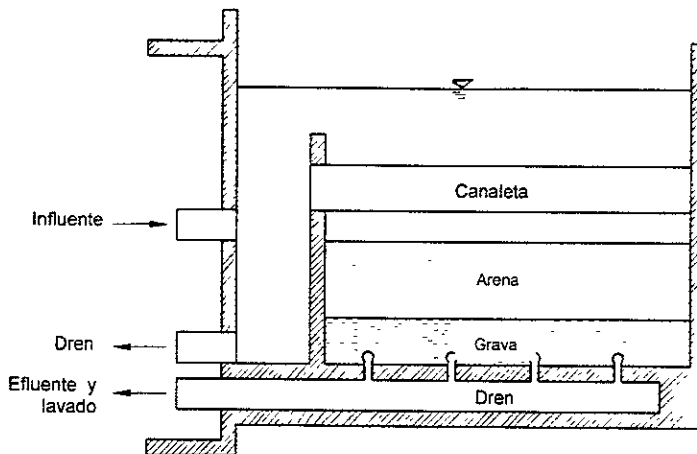


Figura 1.7. Filtro rápido

La fijación de las partículas después de entrar en contacto con el medio filtrante es de naturaleza química y está influida por el pH, composición iónica del agua, edad del flóculo, característica de la superficie del medio, la naturaleza y dosis del polímero. Tanto el medio filtrante como las partículas suspendidas del agua pueden tener cargas eléctricas relativamente importantes que pueden ayudar o inhibir la fijación. De forma general, las partículas de mayor tamaño y fuertemente ligadas tienen tendencias a ser retenidas en las capas superiores del filtro, dando lugar a grandes pérdidas de carga y poca penetración del flóculo. Las partículas finas suspendidas penetran más, especialmente cuando el medio es grueso.

La filtración rápida y convencional, con arena como medio filtrante, necesita de agua de baja turbiedad y, por ello, generalmente se han empleado en ella la coagulación con alúmina o cal, floculación y sedimentación, como etapas previas o en el mismo tanque. El lavado de estos filtros se realiza con agua o agua y aire, con flujo ascendente. Este proceso se emplea en tratamientos avanzados como complemento de la coagulación-floculación y de la precipitación, para asegurar la calidad del efluente.

1.4.3.5. Filtro convencional

Los filtros convencionales reciben el tratamiento habitual de coagulación, floculación y sedimentación. Se puede utilizar para ello un medio de arena, medios duales o medios múltiples.

1.4.3.6. Filtro directo

Los filtros directos o de coagulación por contacto es una de las formas más recientes de filtración a profundidad, en la cual se agregan coagulantes antes de entrar al filtro y puede o no tener un proceso previo de floculación. Presenta la característica de no emplear sedimentación. Para lograr una mejor adhesión de las partículas a los granos del medio se añade un coagulante al afluente inmediatamente antes de entrar al filtro.

Este tipo de filtración permite tratar afluentes con concentraciones superiores a 125 mg de SST/L. Se emplea en la eliminación de fósforo, con mejores resultados que los procesos de coagulación/sedimentación o flotación, así como en la precipitación de metales. De los tres tipos de filtración, esta ha sido la más empleada en procesos avanzados y al igual que la filtración rápida, se realiza a cielo abierto o a presión.

1.4.3.7. Componentes de un filtro a profundidad

Un filtro rápido está constituido por un lecho filtrante y de soporte, de un sistema de distribución o de bajo dren y de un sistema de lavado.

Lecho filtrante

Es un material granular constituido por lo general de arena, aunque también puede ser de cuarzo, tezontle, obsidiana, antracita o algún otro material triturado mecánicamente.

Lecho soporte

Se emplea de base para que el medio no penetre en los drenes y los obstruya. Comúnmente se emplea grava colocada de menor a mayor tamaño, tomando como referencia el punto de contacto en el medio filtrante.

Sistema de distribución

El sistema de distribución es conocido también como bajo dren y se emplea para repartir uniformemente el flujo en el medio filtrante durante la operación de lavado.

Sistema de lavado

Cuando el filtro se obstruye después de un cierto tiempo de trabajo es necesario realizar un lavado, el cual consiste en introducir agua a presión por los drenes en sentido inverso al flujo de filtrado provocando que el medio se expanda y se frote, de tal manera que el material acumulado entre los granos se desprenda y salga. Al finalizar el lavado (aproximadamente de 20 a 30 minutos) se vuelve a llenar el filtro y se reinicia la operación.

1.4.3.8. Medios de filtración

Actualmente existe una gran diversidad de materiales para empaques de filtración, de los cuales se encuentran: Arena, antracita, carbón, granate, resinas, tezontle y cáscara de nuez. Los más comunes son la arena y la antracita.

Cualquiera que sea el medio a emplear, este debe detener los flóculos con poca compresión para facilitar el lavado, evitar la formación de aglomerados de lodo y debe retener el mayor volumen posible de flóculos sin obstruirse; además, el lavado debe ser tal que se limpie fácilmente y quede libre de flóculos, permita el paso del agua con

suficiente velocidad para quitar los sedimentos sin perder arena y tenga mayor densidad que los sólidos retenidos, de modo que no se pierda al fluidificar durante el lavado.

El medio filtrante debe seleccionarse con un tamaño y densidad que favorezcan las fuerzas de fricción ejercidas durante el lavado para que se lleve a cabo una limpieza adecuada. Desde este punto de vista los granos no deben ser tan grandes como para requerir una tasa de lavado muy alta.

La esfericidad o angularidad del medio tiene una fuerte influencia sobre la pérdida de carga del lecho fijo, la velocidad mínima de fluidificación y el comportamiento del medio, ya que es más difícil fluidificar partículas irregulares.

1.4.3.9. Operación de filtros a profundidad

Las principales variables generales de operación y diseño de filtros se presentan en la Tabla 1.9 (Jiménez, 1995).

Tabla 1.9. Principales variables de operación y diseño de filtros

(Adaptada de Metcalf & Eddy, 1996, y Jiménez, 1995)

Variable	Significado
1. Tamaño, densidad y composición del grano	Afectan a la eficiencia de eliminación de partículas y al aumento de la pérdida de carga
2. Porosidad	Determina la cantidad de sólidos almacenables en el filtro
3. Profundidad del medio filtrante	Afectan a la pérdida de carga y a la duración del ciclo
4. Velocidad de filtración	Utilizada junto con las variables 1, 2, 3, y 6 para calcular la pérdida de carga con agua limpia
5. Pérdida de carga permisible	Variable de proyecto
6. Características del afluente Concentración de sólidos suspendidos Distribución y tamaño del floculo Estabilidad del floculo Carga eléctrica del floculo	Afectan a las características de eliminación para una configuración dada del lecho filtrante. Las características indicadas del agua a tratar pueden ser controladas, hasta cierto punto, por parte del proyectista

Estas variables tienen la propiedad de permitir caracterizar el material filtrante (variables 1, 2 y 3), estiman la pérdida de carga con fines de diseño (variables 1, 2, 3, 4 y 6) y caracterizan el material que será filtrado (variable 6).

Cuando el efluente de un filtro exceda de 100 mg/L de sólidos suspendidos, el funcionamiento de éste sistema debe ser detenido, a excepción de la filtración directa, donde se pueden tratar afluentes con concentraciones superiores a este valor, o cuando el tamaño de la distribución de los sólidos cambie rápidamente dificultando la selección del empaque (tamaño y número de medios).

Durante el funcionamiento y operación de los filtros la característica más importante del afluente es la cohesión del flóculo, la cual varía con la forma de operación del proceso y es mucho mayor que la del flóculo químico. Como resultado, el flóculo biológico puede ser eliminado por filtración a altas velocidades, mientras que los químicos, al ser débiles y romperse, se deben eliminar con velocidades bajas de filtración. La fuerza del flóculo químico puede ser controlada mediante el uso de polímeros como ayuda de la coagulación. Para los flóculos químicos, los filtros de medio dual se usan generalmente produciendo un efluente con turbiedad de 2 UTN.

1.4.4. Mecanismos principales de remoción

El agua que entra a un filtro contiene una gran diversidad de partículas suspendidas que varían desde flóculos relativamente grandes con 1 mm de diámetro hasta coloides, bacterias y virus con tamaños inferiores a 1 μm . Dentro de esta gama, se pueden encontrar partículas electropositivas, electronegativas y neutras, o microfloculos con polímeros absorbidos. Todo este conjunto queda en mayor o menor proporción retenido en el lecho filtrante, preferentemente adherido a la superficie de sus granos formando una película alrededor de ellos cuya resistencia al esfuerzo cortante producido por la fuerza de arrastre del flujo es función de la magnitud de las fuerzas que mantienen pegadas las partículas a cada elemento del medio granular. Si estas fuerzas son débiles, el floc será arrastrado por el flujo y penetrará cada vez más hondo hasta que eventualmente aparecerá en el efluente. Si estas fuerzas son fuertes el floc quedará retenido obstaculizando el paso del agua temporalmente (Arboleda, 1973).

De acuerdo con Arboleda (1973), Tchobanoglous y Eliassen (1970) (citado en Jiménez, 1995), los mecanismos de remoción se clasifican en dos grupos: Predominantemente físicos o predominantemente químicos, los cuales están en función del tipo de factores que involucren. En la Figura 1.8 se muestran los principales mecanismos que contribuyen en la eliminación de las partículas sólidas en un filtro de medio granular.

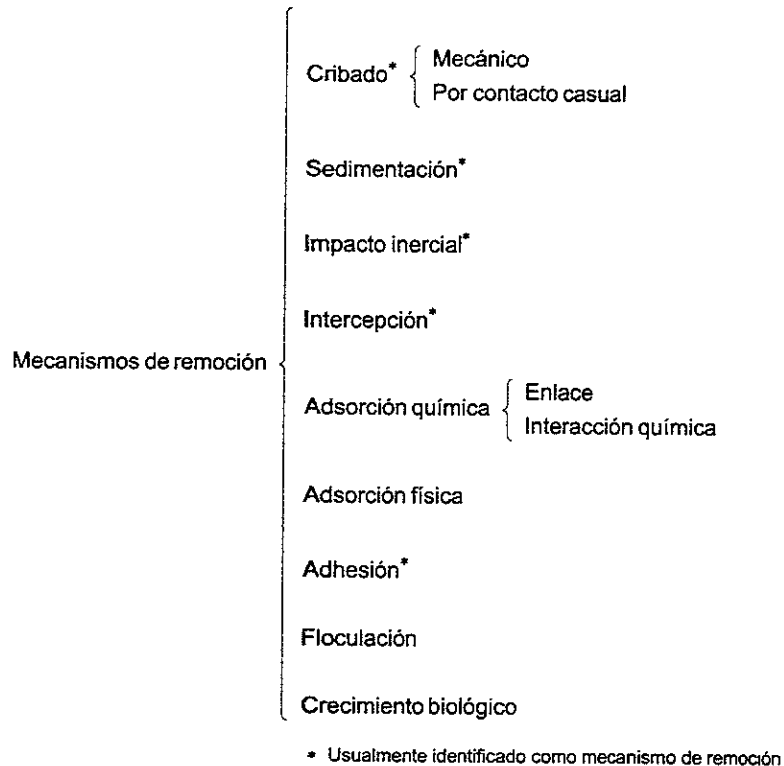


Figura 1.8. Mecanismos de remoción (Fuente: Jiménez, 1995)

Los cuatro primeros mecanismos son del tipo físico y están básicamente afectados por el tamaño del grano, la porosidad, la velocidad de filtración, la densidad, el tamaño de la partícula suspendida, la temperatura del fluido y el espesor del medio filtrante. Los restantes, se relacionan con las características químicas de la superficie tanto de la materia en suspensión como del medio filtrante, cuyos factores importantes son la carga electrostática de la partícula, la composición química y la presencia de coagulantes, en el caso de existir un pretratamiento.

1.4.4.1. Cribado

En este tipo de mecanismo se presentan dos formas de retención de partículas: Mecánico y por contacto casual (Figura 1.9). Se dice que la retención es por cribado mecánico cuando las partículas quedan atrapadas en los intersticios del medio filtrante, debido a que el tamaño de la partícula es mayor que los poros del medio; mientras que en un cribado por contacto casual las partículas de tamaño menor que los poros son atrapadas dentro del medio del filtro por contacto aleatorio.

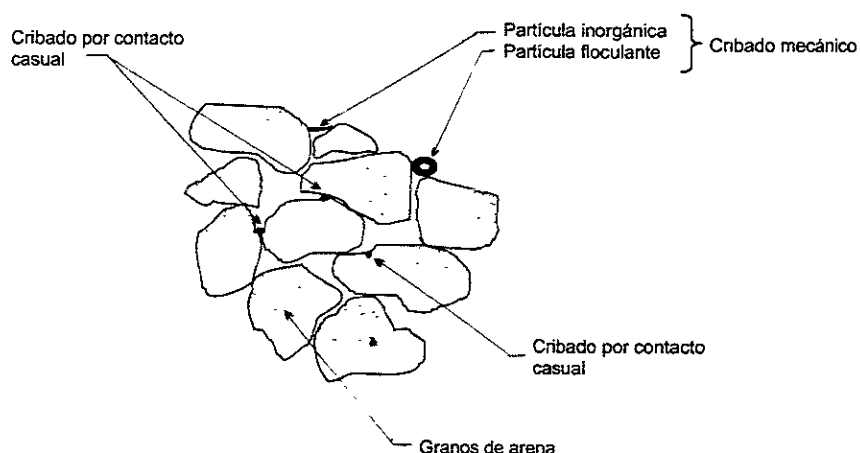


Figura 1.9. Remoción de partículas por cribado

1.4.4.2. Sedimentación

Se considera que la remoción de las partículas en un filtro es un fenómeno debido a la sedimentación que solamente se puede producir con material suspendido relativamente grande y denso, cuya velocidad de asentamiento sea alta en zonas del medio donde la carga hidráulica sea baja (Figura 1.10) (Jiménez, 1995).

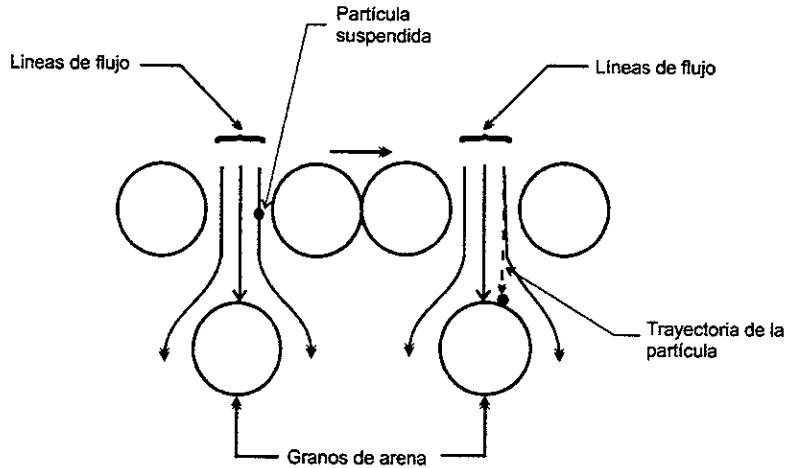


Figura 1.10. Remoción de partículas por sedimentación

1.4.4.3. Intercepción

Cuando Camp y Stein (citado en Jiménez, 1995) finalizaron su experimentación con un modelo de filtro, llegaron a la conclusión de que la remoción del flóculo dentro del medio se lleva a cabo por contacto de los flóculos con la superficie de los granos o con flóculos ya depositados, es decir, si se supone que las partículas A de la Figura 1.11 viajan con las líneas de flujo, lo cual es cierto a bajas velocidades, resulta que al producirse el estrechamiento de dichas líneas en la contracción B estas se ven forzadas a ponerse en contacto entre sí y con el medio filtrante, por lo que quedan interceptadas.

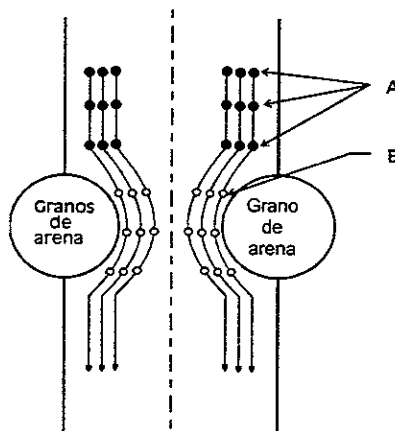


Figura 1.11. Remoción de partículas por intercepción

1.4.4.4. Impacto inercial

Cuando se presenta una velocidad baja en un flujo, las partículas se trasladan como se mencionó en la remoción por intercepción, pero cuando la velocidad del flujo es alta y la partícula es demasiado grande se presenta el fenómeno de inercia, el cual propicia que una partícula siga una trayectoria distinta a las líneas de flujo durante los cambios de dirección, ocasionando que la partícula choque con algún grano del medio filtrante y quede finalmente adherida a él (Figura 1.12).

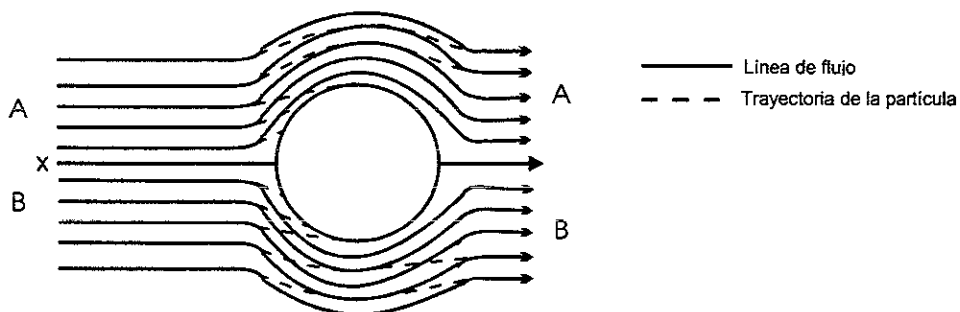


Figura 1.12. Remoción de partículas por impacto inercial

En el caso de filtración de suspensiones líquidas, la viscosidad del fluido hace difícil que la materia suspendida pueda adquirir suficiente cantidad de movimiento como para que el mecanismo de remoción por impacto inercial sea significativo (Jiménez, 1995).

1.4.4.5. Fuerzas de Van der Waals

V. Markle y S. Mackrle (citado en Jiménez, 1995) sugirieron que las fuerzas de Van der Waals son las responsables de la adhesión de las partículas a los granos del medio filtrante. De forma que existe un volumen alrededor de cada grano llamado *espacio de adhesión*, en el cual las partículas suspendidas que entran a él son removidas del flujo al quedar adheridas en la superficie de los granos (Figura 1.13). La acción es análoga a un

sedimentador, en el cual la fuerza de gravitación es remplazada por las fuerzas de Van der Waals.

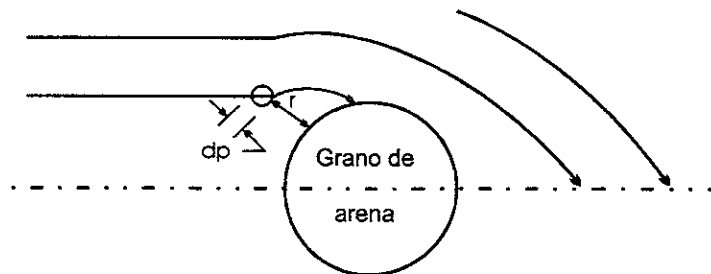


Figura 1.13. Remoción de partículas por las fuerzas de Van der Waals

Cuando las fuerzas de Van der Waals actúan a muy corta distancia y el diámetro de la partícula es mucho menor que el diámetro del grano, estas se determinan mediante la siguiente ecuación:

$$F_a \approx \frac{K \cdot d_p}{12r^2} \quad (2)$$

Donde:

- F_a : Fuerza de Van der Waals
- K : Constante de atracción de Van der Waals
- d_p : Diámetro de la partícula
- r : Distancia entre la partícula y el grano

El valor de la constante K se incrementa con la densidad de las partículas de tal forma que el floculo más denso se adhiere con mayor fuerza al medio filtrante.

1.4.4.6. Interacción química

En este mecanismo (Figura 1.14), se considera que las cadenas poliméricas adheridas a las partículas en suspensión se encuentran extendidas en el agua y pueden así adherirse a otras partículas o a sitios vacantes de los granos del medio. El uso de ayudantes de filtración inyectados en el afluente son de gran utilidad para este caso ya que aumenta la adhesión de las partículas pequeñas al medio filtrante (Jiménez, 1995).

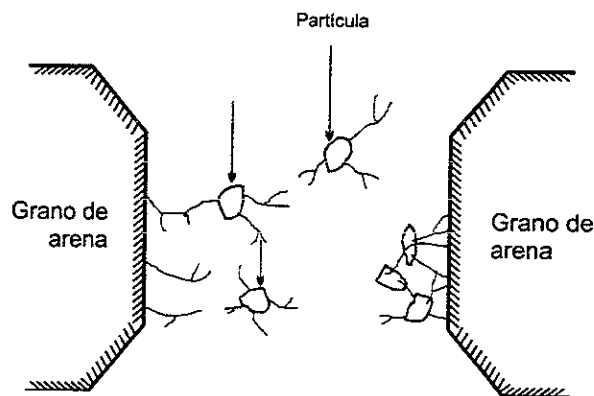


Figura 1.14. Remoción de partículas por interacción química

1.4.5. Limpieza del medio filtrante

La eficiencia del sistema de filtración está en función de la etapa de ensuciamiento del medio y de su limpieza, ya que en la primera se determina básicamente la calidad del efluente y en la segunda la calidad de agua producida.

El lavado es una operación muy importante y debe realizarse cada vez que la carga en el tanque de alimentación sea igual a la presión estática sobre el lecho más la pérdida de carga en un filtro por gravedad o cuando se llegue al ΔP de bombeo establecido. Aunado a esto, se debe considerar también la disminución en la calidad del filtrado. Con base en los planteamientos teóricos de Gregory (citado en Jiménez, 1995), este término describe

el cambio de posición de los flóculos en el lecho y ocurre a la tasa normal de filtración. Se debe a que la deposición de los sólidos en los poros superiores se ha completado y comienzan a llenarse los inferiores. Lo ideal es que la $\Delta P_{\text{máx}}$ permisible y la perforación del filtro se den al mismo tiempo (ver Figura 1.15). Sin embargo, por cuestiones de seguridad, los filtros se diseñan y operan de forma que la $\Delta P_{\text{máx}}$ se alcance antes de la perforación.

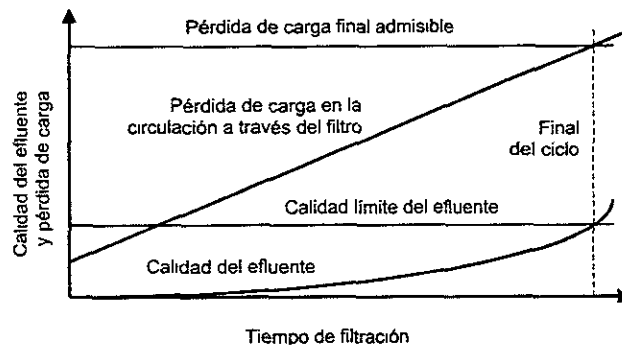


Figura 1.15. Esquema para definir la duración de la corrida en términos de la pérdida de carga y la calidad del efluente

1.4.5.1. Principales métodos de lavado

La limpieza de un filtro se puede realizar de dos maneras: Removiendo la capa superior del filtro en forma natural o aplicando agua en sentido contrario al flujo de filtrado. Cabe destacar que el primer método se emplea únicamente en filtros lentos.

El lavado de un filtro debe remover los flóculos superficiales y también los encontrados a todo lo largo del lecho, ya que en la filtración de alta tasa existe una mejor distribución de los sólidos.

De acuerdo con Arboleda y Cleasby, 1979, y Toregas, 1983 (citado en Jiménez, 1995), el lavado consta de dos etapas: Por separación de los sólidos del medio filtrante, de otros flóculos o de ambos; y por transporte de los sólidos hacia la canaleta de lavado. Cuando se emplea solo agua para el lavado, esta debe realizar las dos funciones y, si se combina con aire, el agua se emplea únicamente como transporte.

Para lavar el medio filtrante se pueden emplear dos métodos: Con agua o con agua y aire. Para este último existen a su vez dos opciones: Lavado con agua y aire simultáneos o lavado previo con aire.

Lavado con agua

El lavado con agua es uno de los métodos más antiguos y se emplea mucho en plantas potabilizadoras. Consiste en que la tasa de agua empleada produce tanto la fluidificación del lecho como el arrastre de las partículas retenidas. Como proceso de limpieza, se considera deficiente por la falta de abrasión entre los granos del medio y, por ello, se prefiere el lavado con aire. Camp *et al.* (citado en Jiménez, 1995), explicaron que el frotamiento entre granos es insignificante durante el lavado con agua, pues prácticamente toda la energía sirve para suspender los granos.

El procedimiento consiste en suministrar una cantidad de agua suficiente para producir una expansión de 20 a 50%, aunque se ha encontrado valores desde 16 a 75%, con el fin de generar una fluidificación del medio de tal forma que las partículas que fueron retenidas se desprendan y sean arrastradas. Lo recomendable es tener una expansión inferior al 50%, aunque el filtro casi siempre queda sucio y se forman aglomerados difíciles de eliminar.

La velocidad de lavado normalmente oscila entre 19 y 60 m/h. En el caso de medios con altura de 0.5 y 0.6 m se recomienda una velocidad de 33 a 55 m/h, con el señalamiento de que a velocidades bajas es conveniente auxiliarse con aire para el desprendimiento de sólidos y, que a velocidades elevadas (alto grado de fluidificación) se pierde el efecto de limpieza por falta de abrasión entre los granos, así como la estratificación del medio.

En el caso de medios mixtos es recomendable el lavado solo con agua, sin embargo, los medios empleados deben ser tales que la capa superior del medio inicie su fluidificación a una velocidad igual o ligeramente superior que la de las capas más bajas.

Lavado con agua y aire

Este segundo método es cada vez más utilizado y consiste en suministrar un pequeño caudal de agua para provocar la expansión del medio filtrante y agitarlo al mismo tiempo mediante una inyección de aire comprimido.

En medios simples el lavado con agua y aire provoca un intermezclado que es benéfico para la filtración, pero no requiere un enjuague a una velocidad menor que la de fluidificación para sacar las burbujas de aire retenidas. El aire provoca la fricción entre los granos siempre y cuando el lecho no se encuentre expandido.

Al utilizar únicamente agua para el lavado, se realizan las funciones de desprendimiento y arrastre, que al combinarlo con aire, el agua sirve únicamente como transporte y dadas las diferentes velocidades de caída de las partículas del medio filtrante (76 a 770 m/h) y de los flóculos (6 a 10 m/h), el ahorro en la cantidad de agua empleada resulta interesante.

El tamaño de las burbujas cuando salen de las boquillas presentan un diámetro aproximado de 0.6 mm y crece hasta 12 mm al final del filtro, con una velocidad de ascensión de 731 m/h. El empleo de este proceso puede ser muy efectivo para el desbaste de aglomerados.

i. Lavado previo con aire

Para realizar este lavado se baja el nivel del agua en el filtro unos centímetros por debajo del medio y se hace circular aire a presión a una velocidad de 15 a 90 m/h. Una vez que se han aflojado los sólidos (3 a 10 minutos) se introduce agua a una velocidad entre 12 y 55 m/h con el objeto de expandir ligeramente el lecho y sacar los sólidos del filtro. Los intervalos más comunes para el aire son de 15 a 30 m/h y para el agua de 12 a 18 m/h.

El empleo solamente de aire en un lecho con agua causa la compactación del medio. El aire sirve de gran ayuda para desprender los sólidos adheridos a los granos, pero dificulta su salida del lecho debido a la compactación.

Otro método consiste en introducir agua hasta obtener una expansión del 10 al 15%, posteriormente se inyecta aire a razón de 15 a 36 m/h en un lapso de 2 a 3 minutos. Se suspende el flujo de aire y se aumenta la velocidad de agua hasta 36 o 46 m/h. Una derivación del método anterior, que es especial para arena fina, consiste en bajar el nivel del agua a unos centímetros por debajo del nivel del medio filtrante e introducir aire entre 15 y 36 m/h durante 3 a 5 minutos, seguido de agua de 18 a 36 m/h. Cuando el agua alcance el nivel de las canaletas de lavado se suspenderá la introducción de aire para evitar la pérdida de arena.

ii. Lavado con aire y agua simultáneos

Durante el lavado con agua y aire se presenta la fluidificación agregativa o no homogénea, que ocurre cuando uno de los fluidos es un gas y se comporta como burbuja atravesando el medio en forma independiente. Como resultado, en presencia de aire no se puede definir la interfaz lecho expandido y agua en forma precisa, sino que se observa una interfaz relativamente estable que es distorsionada por la salida de burbujas de aire que arrastran consigo arena, deforman la superficie y llevan al empaque por alturas mucho mayores que las definidas por la expansión.

Este método consiste en introducir aire y agua al mismo tiempo, donde la velocidad del agua oscila entre 10 y 40 m/h y la del aire entre 20 y 146 m/h. La duración es variable entre 2 y 10 min, siendo lo más usual de 3 a 5 min. En una segunda etapa, se introduce solo agua con el objeto de sacar los sólidos desprendidos, así como las burbujas de aire atrapadas en el medio. De acuerdo con Amirtharajah (citado en Jiménez, 1995), aire y agua simultáneamente entre 54 y 90 m/h y entre 15 y 19.6 m/h, respectivamente, proporcionan la mejor limpieza para sólidos con una elevada fuerza de adhesión. Tanto el aire como el agua deben introducirse en forma progresiva hasta alcanzar la tasa deseada.

En caso de emplear este método con los medios mixtos, se tiene el peligro de mezclar los medios, por lo que se necesita una fluidificación solo con agua al término del lavado para restratificar el lecho.

1.4.5.2. Consumo de agua de lavado

El consumo de agua de lavado está en función esencialmente de la naturaleza y del peso de las partículas retenidas por m³ de material filtrante. Mediante la utilización conjunta de aire de lavado y de agua decantada, puede reducirse en un 20 a 30% aproximadamente el consumo de agua con relación al lavado sólo con agua.

El consumo de agua de lavado es mayor cuando:

- i. Mayor es el espesor de agua por encima del material filtrante.
- ii. Menor es el caudal de agua de retorno, en caso de lavado sólo con agua.
- iii. Más separados se encuentran unos de otros los canales de evacuación de fangos.
- iv. Mayor es la cantidad de fangos a evacuar.
- v. Mayor es la cohesión del fango y su densidad.

Este consumo aumenta cuando se realiza un lavado de superficie a gran presión.

1.5. Diseño civil de plantas de tratamiento

Para depurar las aguas residuales no existen diseños tipos, si tomamos en cuenta que las características hidráulicas, químicas y biológicas del influente, la calidad requerida del agua tratada, las etapas de tratamiento seleccionadas, el tipo de subsuelo, la topografía, los procedimientos constructivos, así como el costo que se tiene dispuesto a gastar en la inversión directa y operación dan como resultado una solución única de tratamiento.

Puesto que los proyectos de plantas de tratamiento de aguas residuales tienen un desarrollo multidisciplinario que involucran actividades de planeación, bioquímicas,

hidráulicas, electromecánicas, arquitectónicas, estructurales, etc., en este punto se describirá en forma general los estudios y diseños básicos que se requieren desde el punto de vista de ingeniería civil.

1.5.1. Estudios geotécnicos

La construcción de las plantas de tratamiento por lo general se ubican en llanuras de inundación o cercanas a causes ríos. En el primer caso, el subsuelo puede estar constituido por materiales blandos como arcillas saturadas o arenas sueltas con un contenido importante de materia orgánica o sales que atacarán los elementos estructurales. En cambio, si la localización es próxima a los causes la estratigrafía será heterogénea, constituida por gravas (fragmentos de roca y boleos) y suelos finos (limos, arcillas y materia orgánica) distribuidos en forma errática en estratos horizontales o en lentes aislados cuyas características de compresibilidad y resistencia podrán soportar los esfuerzos que transmiten las estructuras. La presencia de espesores importantes de turba obliga a desechar el sitio (Murillo, 1991).

Para desarrollar el proyecto son necesarias las características altimétricas y planimétricas del lugar, cuya información es obtenida de estudios topográficos que pueden permitir una operación eficiente del sistema hidráulico, de tal forma que el proceso de tratamiento trabaje a gravedad.

También es importante conocer las características físicas y mecánicas del subsuelo que son definidas por estudios de mecánica de suelos. Estos estudios involucran levantamientos geotécnicos, sondeos y pruebas de laboratorio que nos ayudan a seleccionar el tipo de cimentación que debe usarse.

1.5.2. Diseño estructural

El diseño estructural está constituido por el diseño de cimentaciones y de estructuras (edificios, oficinas, laboratorios, almacenes, tanques, etc.).

1.5.2.1. Cimentación

Después de distribuir las principales estructuras de tratamiento, que normalmente se realiza en forma simétrica, inicia el diseño de la cimentación en donde se revisa la capacidad de carga del terreno, que debe ser suficiente para desplantar las estructuras típicas de una planta de tratamiento; la interacción entre estructuras; el asentamiento total y la magnitud de los hundimientos diferenciales tomando en cuenta las condiciones más desfavorables ya que la mayoría de las estructuras son tanques o contenedores de líquidos que pueden sufrir grietas y fugas (Murillo, 1991).

Cuando los tanques se vacían para realizar algún tipo de mantenimiento se corre el riesgo de provocar la flotación de la estructura si esta es rígida, ocasionando fallas en las estructuras hidráulicas (canales, tuberías, etc.). Además, si en el proceso de tratamiento se involucran lagunas se debe evitar que la corriente de infiltración alcance velocidades capaces de arrastrar partículas del subsuelo que puedan ocasionar socavación por tubificación.

Las cimentaciones que son empleadas en las estructuras de plantas de tratamiento son superficiales, compensadas y profundas. Si el subsuelo soporta la sobrecarga impuesta por una estructura con hundimientos tolerables y sin que haya riesgo de falla por resistencia se puede emplear una cimentación somera y bastará con retirar la capa de material suelto. Sin embargo, en la presencia de suelos blandos no es recomendable utilizar una cimentación superficial.

La cimentación que comúnmente es empleada en tanques de concreto es la compensada total o parcialmente, lo que se obtiene enterrando la estructura. Cuando la estructura transmite al terreno el mismo esfuerzo que produce el suelo que se retira para alojar al tanque se dice que es una compensación total, en cambio si la estructura transmite un esfuerzo mayor al del terreno excavado la compensación es parcial. Lo recomendable es tener una compensación parcial en las primeras estructuras y en las finales una totalmente compensada, considerando en el diseño los asentamientos de las estructuras parcialmente compensadas (Murillo, 1991).

Las cimentaciones profundas, por ejemplo sobre pilotes, permiten solventar cualquier situación desfavorable del terreno, pero en las estructuras de tratamiento se tiene el inconveniente de que las estructuras menores y las conducciones al no tener este tipo de cimiento presentarán desplazamientos verticales diferentes a las estructuras mayores, con las consecuentes modificaciones de las cargas hidráulicas entre estructuras y la posible ruptura de conducciones, además de que el costo constructivo es elevado.

1.5.2.2. Estructuras

En ésta sección se analizará únicamente la estructuración de los tanques debido a que no son similares a las estructuras convencionales. Los tanques pueden ser circulares, rectangulares y estos a su vez pueden ser enterrados o semienterrados.

El diseño de las paredes de un tanque circular involucra tensiones horizontales y flexiones verticales causadas por el empuje del líquido que dependen de la relación altura/diámetro del tanque y de la forma de unión de la pared con el fondo y con la tapa. El refuerzo horizontal constará de barras en forma de anillos y se colocará en dos capas próximas a las caras de las paredes del tanque que variará con la altura en función de la tensión horizontal.

En el caso de tanques rectangulares, el diseño se basa en la teoría de placas delgadas con deformaciones pequeñas, tomando en cuenta las condiciones de continuidad en los bordes de placa. Cuando la continuidad sea significativa, se incluirán las tensiones causadas por el empuje interior del líquido. Si el tanque tiene varios compartimentos, debe considerarse la posibilidad de que algunos estén llenos y otros vacíos de modo que cada elemento se diseñe para la condición más desfavorable.

Para evitar fugas por el agrietamiento de las estructuras sanitarias, se debe diseñar tanto por resistencia como por esfuerzos de servicio. En el primer caso se aplicarán los factores de reducción (ϕ), las resistencias especificadas del acero (f_y) y del concreto (f'_c). En el segundo caso, se usarán las cargas de servicio y esfuerzos de trabajo permisibles.

Al realizar el análisis de estabilidad y de diseño se debe considerar las condiciones más desfavorables: Tanque vacío y lleno. Cuando el tanque se encuentra vacío se examinará el empuje del terreno, sobrecarga superficial, presión del agua freática con el nivel máximo probable y el fenómeno de flotación. Si la condición es tanque lleno solamente se considera la presión interior del líquido.

También es importante incluir el análisis sísmico de los tanques, el cual involucra los efectos de las presiones externas del suelo contra las paredes, las cargas muertas de la estructura y la presión hidrodinámica del líquido contenido, incluyendo los componentes impulsivos y convectivos. Los primeros se desarrollan por las aceleraciones de las paredes del tanque que actúan sobre la masa del líquido y los segundos se producen por las oscilaciones del líquido dentro del tanque (oleaje).

1.5.3. Diseño hidráulico

1.5.3.1. Clasificación de flujos

El comportamiento de un fluido puede clasificarse en flujo laminar o turbulento. El flujo laminar se caracteriza porque el movimiento de las partículas se produce siguiendo trayectorias separadas perfectamente definidas, no necesariamente paralelas, sin existir mezcla macroscópica o intercambio transversal entre ellas. En un flujo turbulento las partículas se mueven sobre trayectorias completamente erráticas, sin seguir un orden establecido (Sotelo, 1994).

Para determinar el tipo de flujo se puede recurrir a las condiciones del Número de Reynolds:

$Re < 2000$	\Rightarrow	Flujo laminar
$Re > 2000$	\Rightarrow	Flujo turbulento

Donde:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad \text{Para tuberías} \quad (3)$$

$$Re = \frac{VR_h}{\nu} \quad \text{Para canales} \quad (4)$$

Siendo: V: Velocidad media de la sección (m/s)
 D: Diámetro de la tubería (m)
 ν : Viscosidad cinemática (m²/s)
 R_h: Radio hidráulico de la sección (m)

1.5.3.2. Ecuaciones fundamentales

Para entender los mecanismos que gobiernan el flujo del agua en estructuras y conductos es necesario considerar los siguientes principios básicos:

Ecuación de continuidad

Se deriva de la Ley de la Conservación de la Masa y se emplea para determinar los diámetros de los conductos y las secciones de los canales mediante la siguiente expresión:

$$Q_1 = Q_2 \quad (5)$$

Donde: Q₁: Caudal que entra (m³/s)
 Q₂: Caudal que sale (m³/s)

Ecuación de la energía

Aplicando la segunda Ley de Newton en la dirección transversal al flujo de una vena líquida con ancho unitario se obtiene:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + h \quad (6)$$

Donde:

- p: Presión (kg/m²)
- γ: Peso específico del agua (kg/m³)
- V: Velocidad del flujo en la sección (m/s)
- g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)
- z: Carga de posición a partir del plano horizontal de referencia (m)
- h: Pérdida de carga hidráulica (m)

Si no se presenta pérdida de energía la ecuación adopta la forma llamada Ecuación de Bernoulli para una vena líquida:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 \quad (7)$$

Ecuación de impulso y cantidad de movimiento

Se deriva también de la segunda Ley de Newton y establece que la variación en el tiempo de la cantidad de movimiento a lo largo de un tubo de corriente ocasiona una fuerza llamada impulso. Esta ecuación se utiliza para conocer las fuerzas que actúan en las tuberías debidas a cambios de dirección:

$$\bar{F}_p + \bar{F}_r + \bar{F}_w + \bar{F}_d = \frac{\gamma}{g} Q(V_2 - V_1) \quad (8)$$

Donde:

- \bar{F}_p : Resultante de las fuerzas de presión
- \bar{F}_r : Resultante de las fuerzas de fricción
- \bar{F}_w : Peso del volumen de control
- \bar{F}_d : Resultante de fuerzas dinámicas
- γ: Peso específico del agua (kg/m³)

- g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)
 V: Velocidad del flujo (m/s)

1.5.3.3. Pérdidas de energía

Las pérdidas de energía que experimentan los fluidos se deben a la resistencia que oponen las tuberías o las piezas especiales al movimiento del líquido. Cuando la pérdida que se desarrolla es por tuberías se denominan pérdidas por fricción (h_f) y si son ocasionadas por piezas especiales o accesorios se conocen como pérdidas locales.

Pérdidas de energía por fricción

Las expresiones que comúnmente son empleadas para calcular las pérdidas por fricción son las siguientes:

i). Ecuación de Darcy-Weisbach

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (9)$$

- Donde:
- f: Coeficiente de fricción
 - L: Longitud de la tubería (m)
 - V: Velocidad media (m/s)
 - D: Diámetro de la tubería (m)
 - g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

ii). Fórmula de Hazen-Williams

$$V = 0.849 C R_h^{0.63} S_f^{0.54} \quad (10)$$

iendo:

$$S_f = \frac{h_f}{L} \quad (11)$$

Donde: V: Velocidad en la sección (m/s)
C: Coeficiente de rugosidad
R_h: Radio hidráulico (m)
S_f: Pendiente de la línea de energía
H_f: Pérdida de carga (m)
L: Longitud de la tubería (m)

iii). *Ecuación de Manning*

$$V = \frac{1}{n} S_f^{1/2} R_h^{2/3} \quad (12)$$

Donde: V: Velocidad media (m/s)
n: Coeficiente de rugosidad (s/m^{1/3})
S_f: Gradiente hidráulico
R_h: Radio hidráulico (m)

Pérdidas de energía locales

Las pérdidas locales se calculan mediante la ecuación general:

$$h_f = K \frac{V^2}{2g} \quad (13)$$

Donde: K: Coeficiente de pérdida local
V: Velocidad media del flujo (m/s)
g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

1.5.3.4. Vertedores y orificios

Los vertedores y orificios son estructuras que permiten medir y/o regular el gasto en conducciones de agua.

Vertedores

Cuando la descarga de un líquido se efectúa por encima de un muro o una placa a superficie libre, la estructura hidráulica en la que ocurre se llama vertedor.

Estas estructuras permiten el control hidráulico en desarenadores, sedimentadores, aireadores y tanques de contacto de cloro (Leyva, 1998). Los más empleados son el proporcional o *sutro*, rectangular y triangular. Pero es muy común el tipo *sutro* pues si aumenta el gasto, al mismo tiempo que la carga sobre el vertedor, la velocidad permanece constante.

Las ecuaciones que permiten determinar el caudal sobre el vertedor son las siguientes:

i). Vertedor proporcional o *sutro*

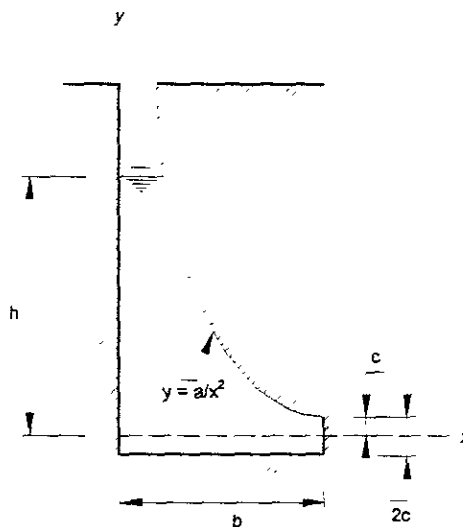


Figura 1.16. Vertedor proporcional o *sutro*

$$Q = 8.62 \cdot a \bar{h} \quad (14)$$

Donde: Q: Caudal (m³/s)
 a: Variable en función de la base del vertedor
 h: Carga sobre el vertedor (m)

ii). Vertedor rectangular

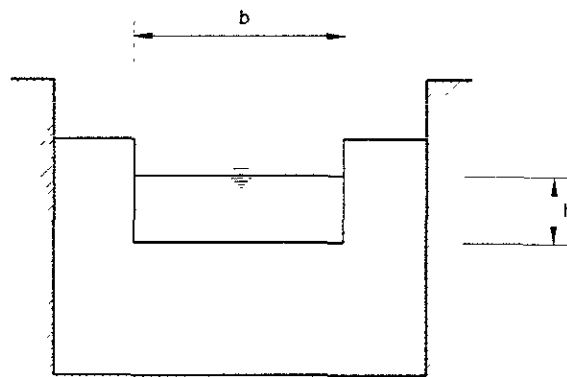


Figura 1.17. Vertedor rectangular

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \bar{2g\mu} b h^{\frac{3}{2}} \quad (15)$$

Donde: g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)
 μ : Coeficiente de gasto
 b: Longitud de la cresta del vertedor (m)
 h: Carga sobre el vertedor (m)

iii). Vertedor triangular

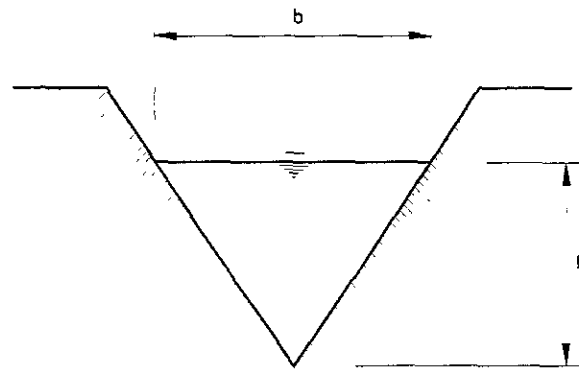


Figura 1.18. Vertedor triangular

$$Q = \frac{8}{15} \cdot \sqrt{2g} \mu h^{\frac{5}{2}} \quad (16)$$

Donde: g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)
 μ: Coeficiente de gasto
 h: Carga sobre el vertedor (m)

Orificios

Los orificios se emplean para alimentar canaletas de recolección de agua sedimentada o en los drenes del sistema de filtración. La Ecuación General de Orificios es la siguiente:

$$Q = C_d A_o \sqrt{2gH_o} \quad (17)$$

Donde: C_d: Coeficiente de contracción
 A_o: Área del orificio (m²)
 g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)
 H_o: Desnivel entre la superficie libre y el centro de gravedad del orificio (m)

CAPÍTULO II

Metodología Experimental

2. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

2.1. Localización

Para llevar a cabo el presente estudio se utilizaron las instalaciones de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) localizadas en el Valle del Mezquital, situado en la parte sureste del Estado de Hidalgo. Cuenta aproximadamente con 45000 ha de superficie que corresponden al Distrito de Riego 03 (DR03), entre los paralelos 19°50" a 20°25" latitud norte y 98°55" a 99°25" longitud oeste, a una altitud media de 1895 msnm.

En el DR03 se encuentra la salida del Emisor Central "El Salto", en donde se consideró instalar cinco plantas piloto de tratamiento primario avanzado, denominadas: Degrémont, OTV, Atlatec, Microsep y US-Filter. De acuerdo a los resultados que arrojen estas plantas, se instalará una que constituirá el grupo de cuatro plantas que conforman al Proyecto de Saneamiento del Valle de México. Cabe aclarar que esta investigación tratará únicamente del estudio del sistema de filtración de la planta piloto US-Filter. En la Figura 2.1 y 2.2 se muestran las plantas piloto y la localización del punto de muestreo "El Salto".

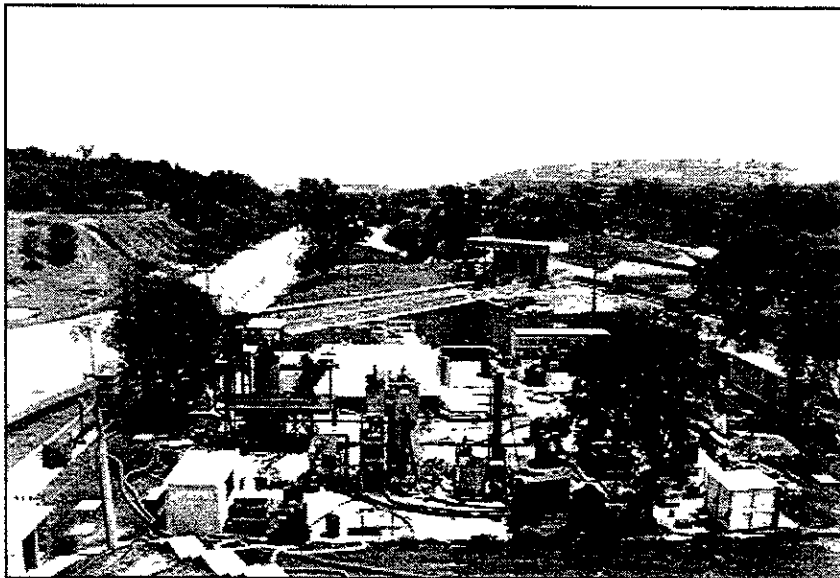


Figura 2.1. Plantas piloto instaladas a un costado del Emisor Central "El Salto"

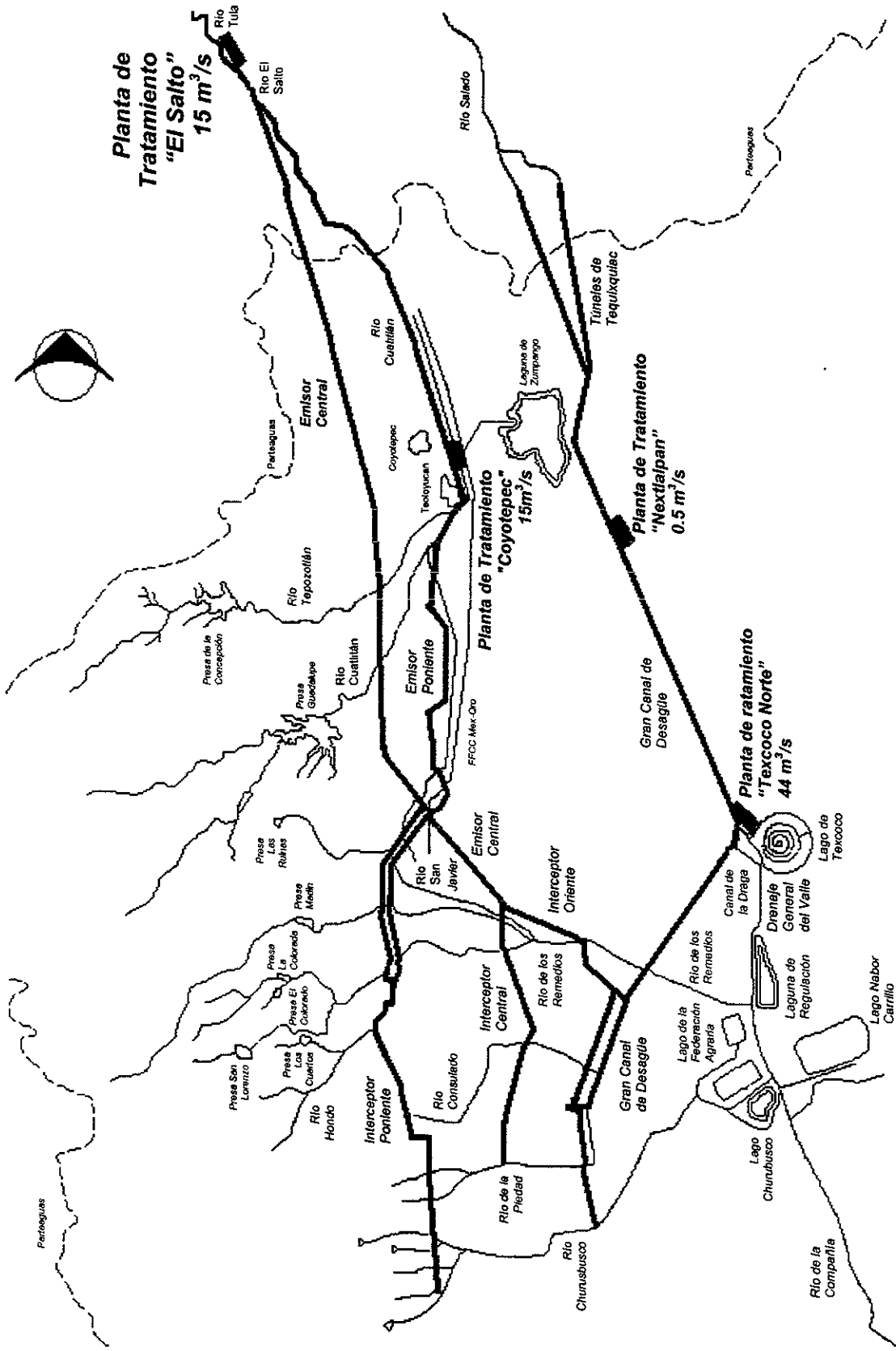


Figura 2.2. Croquis de la posible localización de la planta de tratamiento "El Salto"

2.2. Descripción del proceso de tratamiento

La planta piloto US-Filter (Figura 2.3) presentaba un tren de tratamiento formado por unas rejillas, una cámara de coagulación o mezcla rápida, una cámara de floculación o mezcla lenta, un sedimentador de alta tasa y un tanque de transferencia. El efluente de este tratamiento era dirigido en forma paralela a un filtro con medio de arena y a un filtro con medio de cáscara de nuez. En la Figura 2.4 se presenta el diagrama de flujo del tren de tratamiento primario avanzado utilizado.



Figura 2.3. Planta piloto United States Filter Corporation (US-Filter)

De acuerdo al diagrama de flujo de la Figura 2.4, el agua residual se extraía del Gran Canal a razón de $11.3 \text{ m}^3/\text{s}$ por medio de una bomba sumergible protegida por una malla ciclónica, y conducida a través de unas rejillas (malla N° 100) hasta un tanque de floculación. La malla y las rejillas se empleaban con el objeto de separar los sólidos gruesos que son capaces de provocar obturaciones en el equipo de tratamiento. El caudal Q_1 que llegaba al tanque de floculación se controlaba mediante los caudales Q_2 y Q_3 , regulando sus respectivas válvulas.

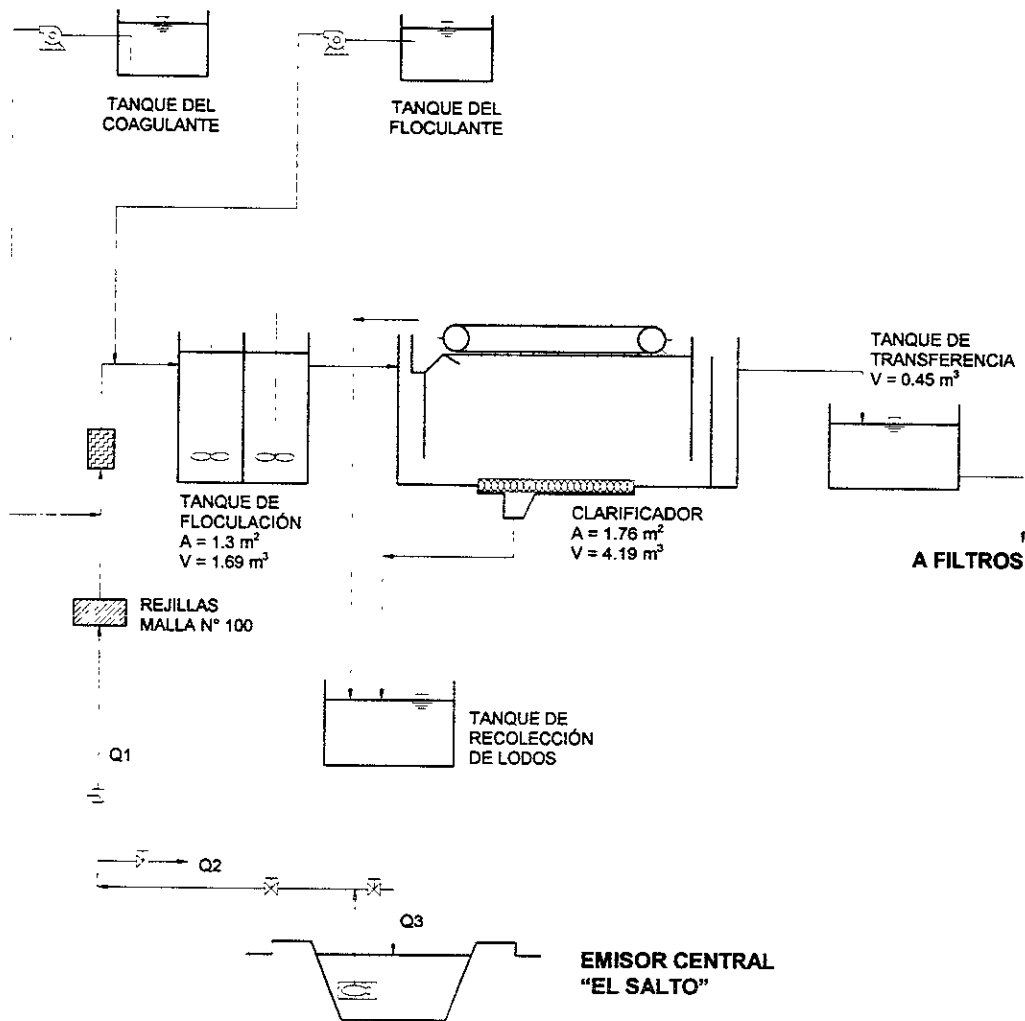


Figura 2.4. Tren de tratamiento primario avanzado utilizado

Para separar los sólidos finos y disueltos se adicionaba al flujo un coagulante tal como el sulfato de aluminio, que era inyectado mediante una bomba dosificadora. Este coagulante se mezclaba con el agua cruda en forma vigorosa por un corto lapso propiciando que el coagulante cubriera las partículas coloidales, las cuales aumentaban de tamaño cuando tenían contacto con el flujo turbulento. Posteriormente, a este flujo se le inyectaba una

dosis de floculante (polielectrolito aniónico) que se mezclaba lentamente en el tanque de floculación mediante dos agitadores tipo paleta por un período prolongado, ocasionando que las partículas coaguladas submicroscópicas se unan entre sí para constituir aglomerados plenamente visibles. En la Tabla 2.1 se presentan las dosis del coagulante y del floculante empleados.

Tabla 2.1. Grupo de condiciones experimentales

CAUDAL TRATADO		SULFATO DE ALUMINIO		POLIELECTROLITO ANIÓNICO	
GPM	LPS	Concentración (%)	Dosis (mg/L)	Concentración (%)	Dosis (mg/L)
15	0.95	6	50	0.05	0.25
20	1.26	20	37	0.05	0.20
25	1.58	20	50	0.05	0.20
30	1.89	20	50	0.05	0.30
45	2.84	20	50	0.05	0.30

El efluente del tanque de floculación se conducía al clarificador o sedimentador de alta tasa (Figura 2.5) que estaba diseñado para separar los flocúlos por sedimentación o por flotación. Aquí los flocúlos son lo suficientemente pesados para sedimentarse bajo la acción de la gravedad a una velocidad rápida, depositándose en la parte inferior del tanque, donde se desalojaban por medio de un tornillo sin fin y se conducían hacia un tanque de recolección de lodos (Figura 2.4). Los líquidos y sólidos con una densidad menor que el agua se acumulaban en la parte superior y se removían mediante unas rasquetas mecánicas movidas mediante un mecanismo con cadenas.

El efluente del tanque de sedimentación se dirigió hacia un depósito de transferencia, cuya agua clarificada se bombeaba a los filtros en forma paralela, desarrollándose en este punto las pruebas de tratabilidad.

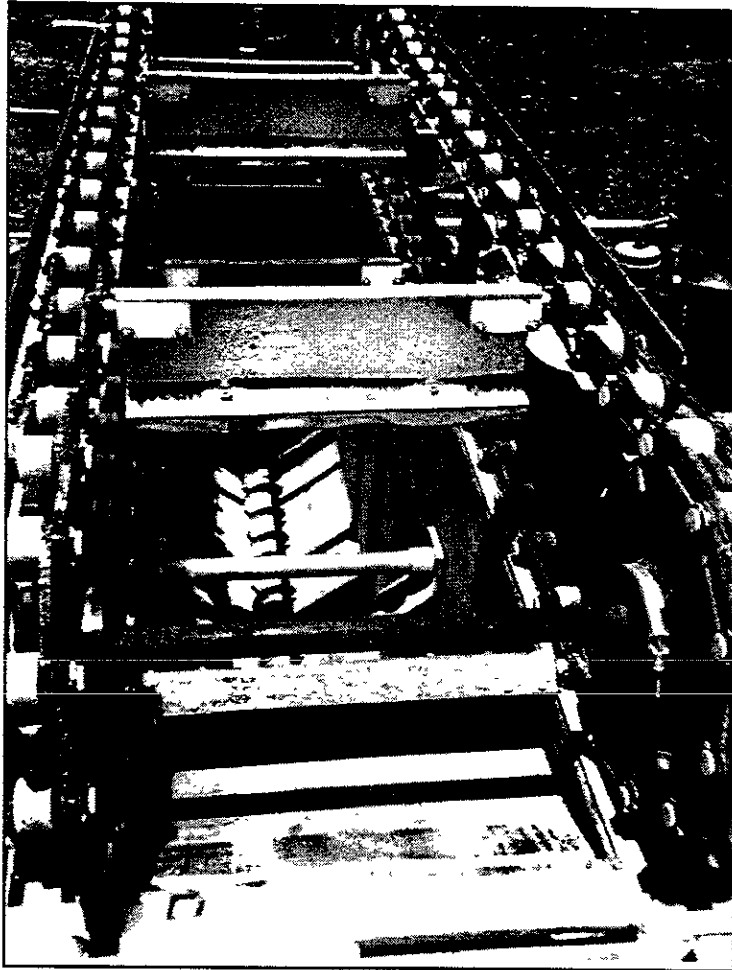


Figura 2.5. Tanque de sedimentación

2.3. Sistema de filtración

Landa (1996) y Leyva (1997) demostraron que la filtración rápida en arena es un proceso relevante para la remoción de huevos de helminto debido a que reportaron eficiencias del 95 y 85% respectivamente, con concentraciones en el efluente menores a 1 HH/L, que de acuerdo a la NOM-001-ECOL-1996, cumplen para que esta agua pueda ser reusada en el riego agrícola.

Con base en la eficiencia que presenta la filtración rápida en arena, en este estudio se decidió comparar las condiciones de operación y funcionamiento con respecto a un filtro que emplea como medio la cascara de nuez, con la finalidad de determinar que medio presenta la mejor remoción de huevos de helminto para un influente proveniente de un TPA.

2.3.1. Filtro con medio de arena

2.3.1.1. Proceso de filtración

El filtro con medio de arena estuvo compuesto de una columna de filtración y de un sistema de alimentación mediante un distribuidor, un medio de arena silícea, un sistema de bajo dren, boquillas distribuidoras, un sistema de bombeo empleado en el proceso de filtración y de lavado, un compresor de aire y un tanque de almacenamiento de agua para el lavado.

En el extremo derecho de la Figura 2.3 se observa la columna del filtro de arena, el cual se construyó de material metálico y acrílico; que de acuerdo a las recomendaciones de Metcalf & Eddy (1996), se empleó material transparente con el propósito de observar el comportamiento del filtro durante el proceso de filtración y de lavado. Dicha columna fue de sección circular de 25.4 cm de diámetro con una altura de 2.9 m, en donde se empacó un medio de arena silícea de 81 cm de espesor con un Coeficiente de Uniformidad de 1. Se experimentó con dos tipos de Tamaño Efectivo (TE) de partícula que estaban en función de la tasa de filtración, de esta forma, para un TE de 1.5 mm se emplearon tasas de 25.1, 27.3 y 31.4 m/h; mientras para un TE de 1.9 mm las tasas fueron de 25.1, 35.9 y 36.8 m/h. En la Tabla 2.2 se presentan las características principales del sistema de filtración.

Tabla 2.2. Características del filtro con medio de arena

COMPONENTES	UNIDADES
Columnas de filtración	1
Material	Acero y acrílico
Diámetro (m)	0.25
Area efectiva (m ²)	0.05
Espesor del medio (m)	0.81
TE (mm)	1.5 y 1.9
CU	1

2.3.1.2. Funcionamiento

El efluente del TPA se almacenaba en un tanque de transferencia y una parte se bombeaba al filtro de arena, desarrollándose una filtración a profundidad rápida con dirección de flujo descendente. Como se observa en la Figura 2.6, el agua se conducía a través de la válvula A y entraba por la parte superior del filtro distribuyéndose en forma uniforme sobre el medio filtrante. El caudal atravesaba el medio de arena provocando que las partículas quedaran retenidas mientras que el líquido salía por la válvula B hacia un tanque de almacenamiento para ser empleado posteriormente en el lavado del filtro.

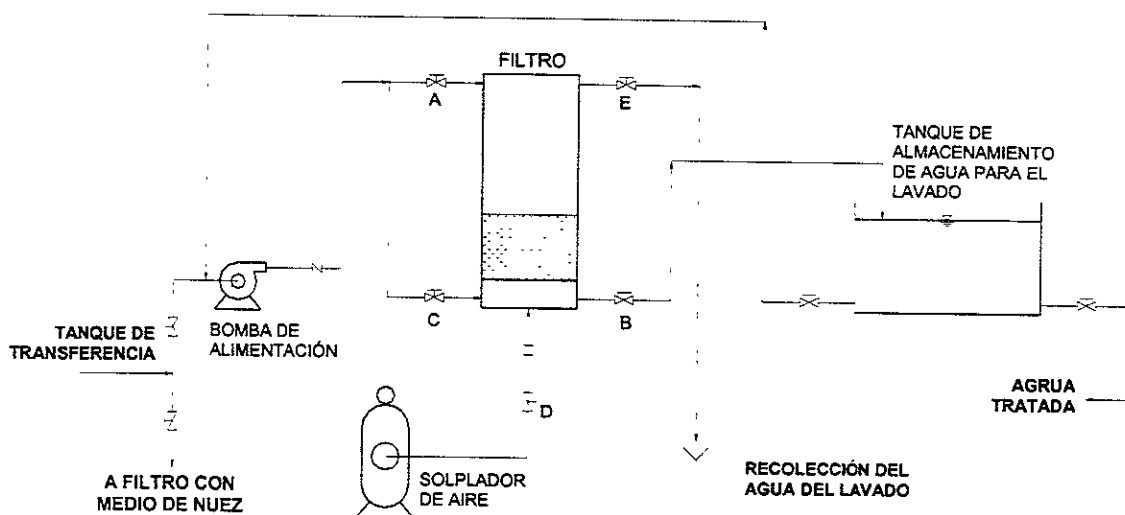


Figura 2.6. Filtro con medio de arena

Para realizar el lavado al filtro se empleó una bomba centrífuga y un compresor de aire que introducían agua y aire simultáneamente en forma ascendente a razón de 2.27 m³/h y 5.50 m³/h respectivamente, empleando un volumen total de aire de 0.18 m³ y un volumen total de agua para lavado de 0.22 m³, que representa el 1.9% del agua que se filtraba por carrera. Cuando se emprendió el lavado del medio las válvulas A y B se cerraron y se abrieron las válvulas C, D y E, con el objeto de permitir el paso del agua y el aire simultáneamente. Esta mezcla entraba por la parte inferior del filtro permitiendo que el medio de arena se expandiera, que los granos se frotaran y se desprendiera todo el material que había quedado retenido entre ellos durante la operación de filtración, de tal forma que salieran con el flujo del agua a través de la válvula E. La duración del lavado con agua fue de 6 minutos mientras que el lavado con aire fue de 2 minutos, realizándose 2 lavados por día. El lavado del filtro terminaba cuando la turbiedad del efluente del lavado era igual a la turbiedad del agua filtrada. Finalmente, toda el agua que se empleaba en el lavado se conducía al TPA.

2.3.1.3. Control de operación

Uno de los principales controladores de operación del filtro era su calidad en el efluente o cuando la columna de agua que se generaba alcanzaba una altura de 3.5 m. Esto indicaba que el filtro se había saturado de partículas y que se debía realizar un lavado.

Otro controlador que se empleó fueron los rotámetros, que permitían controlar el gasto de entrada al filtro tanto para el proceso de filtración como para el lavado. El empleo de válvulas permitían regular el paso del fluido; evitaban que el agua fluyera por la tubería de lavado mientras se utilizaba la tubería de filtración y viceversa; cortaban el flujo del agua cuando se realizaba una reparación en la planta piloto y evitaban que las bombas y tuberías no se quedaran sin masa de agua, con la finalidad de atenuar los esfuerzos excesivos en las bombas debido al fenómeno del golpe de ariete.

2.3.1.4. Parámetros de control

Los parámetros de control se emplearon para determinar la naturaleza o calidad del agua, aplicándolos en el influente y efluente del TPA así como en el efluente del sistema de filtración. Esta caracterización se realizó durante las 24 horas del día con intervalos de una hora, desarrollándose más de 17 carreras de filtración. En la Tabla 2.3 se describen los parámetros de monitoreo empleados en el estudio del filtro.

Tabla 2.3. Parámetros de control empleados en el filtro con medio de arena

PÁRAMETRO	UNIDAD	FRECUENCIA
Turbiedad	UTN	Cada hora
Color	Pt-Co	Cada hora
pH		Rutinario
Temperatura	°C	Ocasional
Potencial redox	mV	Cada hora
Conductividad	MS/cm	Cada hora
Sólidos suspendidos totales	mg/L	Cada hora
Sólidos suspendidos volátiles	mg/L	Cada hora
Sólidos suspendidos fijos	mg/L	Cada hora
Nitrógeno	mg/L	Cada hora
Nitrógeno amoniacal	mg/L	Cada hora
Fósforo	mg/L	Cada hora
DQO (soluble y total)	mg/L	Rutinario
Huevos de helmintos	org/L	Rutinario
Pérdida de carga	mca	Cada hora

2.3.2. Filtro con medio de nuez

2.3.2.1. Proceso de filtración

En el filtro con medio de nuez, llamado Autoshell®, estaba constituido por una columna de filtración, un sistema de alimentación mediante un distribuidor del tipo perimetral, un medio de cáscara de nuez molida, un sistema de bajo dren, boquillas distribuidoras, cinco

manómetros, una bomba de alimentación y una bomba para fluidificar el medio filtrante, un tablero de control electrónico y un tanque de almacenamiento de agua para lavado.

En la Figura 2.3 se muestra la columna del filtro, situado en el extremo izquierdo. Como se observa, la columna se construyó de material metálico y acrílico con una sección circular de 28 cm de diámetro y una altura de 2.9 m. En el interior del filtro se colocó un medio de cáscara de nuez molida de 81 cm de espesor con un Coeficiente de Uniformidad (CU) de 1 y un Tamaño Efectivo (TE) de partícula de 1.3 mm. El filtro trabajó solamente a una tasa de filtración de 38.2 m/h. En la Tabla 2.4 se muestran las características principales del sistema de filtración.

Tabla 2.4. Características del filtro con medio de nuez

COMPONENTES	UNIDADES
Columnas de filtración	1
Material	Acero y acrílico
Diámetro (m)	0.28
Area efectiva (m ²)	0.061
Espesor del medio (m)	0.81
TE (mm)	1.3
CU	1

ESTA TESTA DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

2.3.2.2. Funcionamiento

El filtro con medio de nuez (Figura 2.7) era un tanque herméticamente cerrado donde se aplicaba una filtración a profundidad rápida con dirección de flujo descendente, empleando como fuerza impulsora la presión de bombeo ejercida. De acuerdo a la Figura 2.6, el agua se bombeaba desde el tanque de transferencia hacia la válvula A y descendía penetrando en el medio. En este punto, las partículas fueron retenidas mientras que el líquido salía por la parte inferior del filtro a través de la válvula B hacia un tanque de almacenamiento de agua tratada. Durante la operación de filtrado las válvulas restantes se mantenían cerradas, a excepción de la válvula C, que se abría para purgar el posible

aire atrapado.

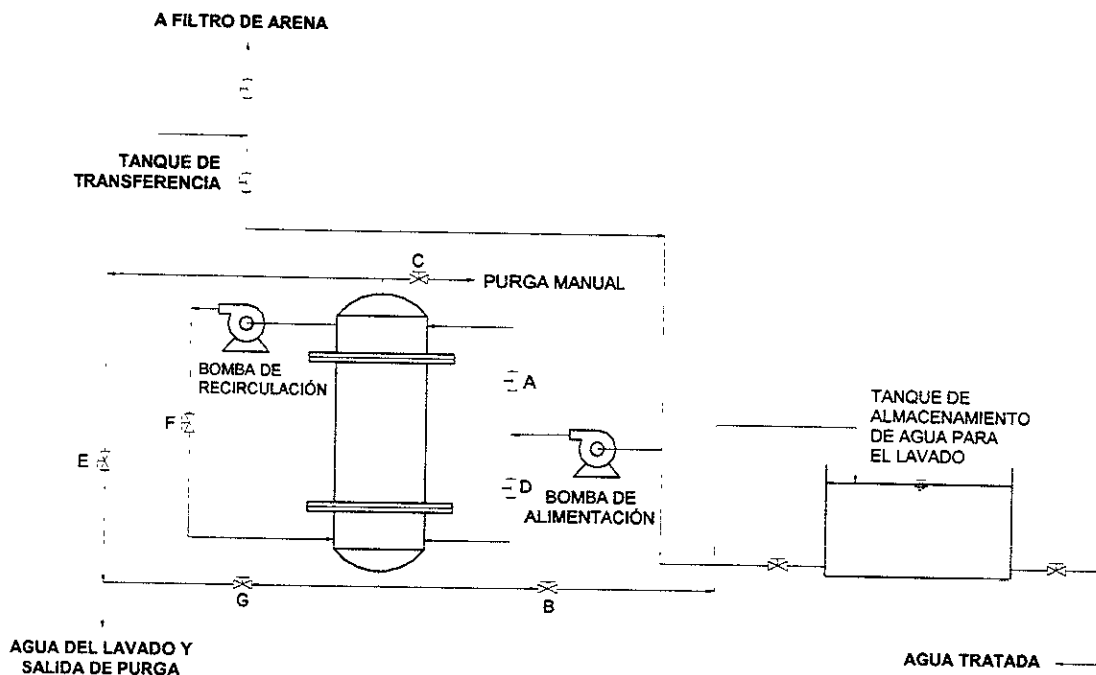


Figura 2.7. Filtro con medio de nuez

Cuando era necesario realizar un lavado al medio filtrante, las válvulas A y B se cerraban mientras se abrían las válvulas D y E. El flujo bombeado del tanque de agua tratada entraba por la parte inferior del filtro mediante la válvula D, ocasionando que el flujo ascendiera penetrando en el medio. Una vez que el agua llegaba a la parte superior del filtro se abría la válvula F y se recirculaba el agua mediante una bomba con la finalidad de aflojar y fluidificar el medio. Cuando el lecho se aflojaba y fluidizaba la limpieza del medio comenzaba mediante el desprendimiento de las partículas retenidas que salían con el líquido de lavado a través de la válvula E. Al igual que el filtro con medio de arena, el lavado del filtro con medio de nuez finalizaba cuando la turbiedad del caudal que salía por la válvula E se aproximaba o era igual a la turbiedad del agua filtrada, en ese momento se paraban las bombas y se abría la válvula G para desalojar el agua que había quedado atrapada en el filtro.

Una vez vacío el filtro se procedía a acomodar uniformemente el medio contra la parte inferior, de tal forma que las partículas más pesadas se depositaban en el fondo y las partículas más ligeras en la parte superior. El primer paso fue abrir la válvula A y cerrar las válvulas D y E, posteriormente se bombeaba agua tratada al filtro por un corto lapso permitiendo que las partículas se acomodaran, dejando salir el flujo por la válvula G. El agua utilizada en el lavado del filtro y para el acomodo de las partículas se conducía de hacia el TPA.

2.3.2.3. Control de operación

Dentro de los controles de operación el más importante fue el control de la presión generada dentro del filtro, que se podía controlar de forma manual o automática. Cuando la presión diferencial alcanzaba 11.8 kg/cm^2 automáticamente se detenía el ciclo de filtrado y se procedía a cerrar y abrir las válvulas manualmente, por lo que el lavado iniciaba.

Los rotámetros y válvulas que se emplearon también fueron de gran ayuda, ya que nos permitía ajustar el caudal de entrada tanto en el sistema de filtración como en el sistema de lavado.

2.3.2.4. Parámetros de control

Los parámetros de control empleados en este sistema de filtración fueron los mismos que se emplearon en el filtro con medio de arena, anexándole la lectura de control de la presión generada en el interior del filtro. En este filtro se realizaron más de 22 carreras de filtración con muestreos a cada hora durante las 24 horas del día.

CAPÍTULO III

Resultados de la
Investigación

3. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Filtro con medio de arena

La experimentación del filtro con medio de arena estuvo comprendido del 22 de julio al 5 de septiembre de 1997, realizándose más de 17 carreras de filtración. En este período se emplearon dos tipos de Tamaño Efectivo (TE) de partícula con diferentes tasas de filtración. A continuación se presentan los resultados de la filtración con relación a los parámetros de control (sólidos suspendidos, turbiedad, color, carga orgánica y huevos de helminto).

3.1.1. Filtración

La velocidad de filtración se aplicó de acuerdo al tamaño efectivo de partícula, es decir, para un TE de 1.5 mm se utilizaron las tasas de 25.1, 27.3 y 31.4 m/h; y para un TE de 1.9 mm se emplearon solamente tasas de 25.1, 35.9 y 36.8 m/h. En las Figuras 3.1 y 3.2 se muestran las duraciones de carrera presentadas para cada TE de partícula, lo que nos permite estimar el tiempo de duración en función de una tasa deseada. Por otra parte, las Figuras 3.3 y 3.4 presentan el desarrollo de la pérdida de carga para cada corrida de filtración.

3.1.2. Parámetros de control

3.1.2.1. Sólidos suspendidos

En la Figura 3.5 se observa la concentración de sólidos suspendidos para el TE de 1.5 mm tanto en el influente como en el efluente del filtro. Los puntos gruesos indican la concentración promedio que se presenta en el influente y efluente, el resto de los puntos establecen la concentración máxima o mínima del promedio mencionado.

Por lo tanto, la concentración promedio en el influente osciló de 50 a 75 mg/L mientras que en el efluente se registró en promedio 40, 35, y 28 mg/L para 25.1, 27.3 y 31.4 m/h respectivamente, presentando la velocidad de 27.3 m/h el mayor porcentaje de remoción con un 53% (Figura 3.6), por lo contrario, la velocidad de 31.4 m/h presentó un valor del 43% siendo la velocidad de menor remoción. Para el TE de 1.9 mm se presentaron concentraciones en el influente de 39 a 61 mg/L (Figura 3.7), mientras que en el efluente las velocidades de 25.1, 35.9, 36.8 m/h registraron concentraciones en promedio de 31, 35 y 32 mg/L respectivamente, lo que indica que la velocidad de 36.8 m/h realizó la menor remoción ya que registró un 20% (Figura 3.8), en cambio las velocidades de 25.1 y 35.9 m/h presentaron remociones del 43 y 42% respectivamente, manteniéndose aproximadamente iguales.

La baja remoción presentada en la velocidad de 31.4 y 36.8 m/h para el TE de 1.5 y 1.9 mm respectivamente, se debe a la posible ruptura del floc debido al choque con el medio filtrante cuando la velocidad fue alta.

3.1.2.2. Turbiedad

En lo que respecta a la turbiedad la concentración en el influente del filtro con TE de 1.5 mm varió de 39 a 75 unidades nefelométricas (UTN) (Figura 3.9), en tanto que el efluente registró una concentración de 41, 48 y 31 UTN en promedio cuando la velocidad fue de 25.1, 27.3 y 31.4 m/h respectivamente, teniendo una mayor remoción las dos primeras velocidades con un 36% cada una (Figura 3.10), y menor remoción la velocidad de 31.4 m/h pues removió el 22%. El influente del filtro con TE de 1.9 mm obtuvo una concentración que osciló de 44 a 56 UTN (Figura 3.11), cuya concentración se redujo en el efluente a 30, 36 y 39 UTN, presentándose una remoción baja del 11% cuando la velocidad fue de 36.8 m/h en comparación con las velocidades de 25.1 y 35.9 m/h que alcanzaron concentraciones de remoción de 32 y 35% respectivamente (Figura 3.12). Estos resultados se presentaron de igual forma en los estudios de Landa (1996) y Leyva (1997).

Figura 3.1. Velocidad vs Duración (TE 1.5 mm)

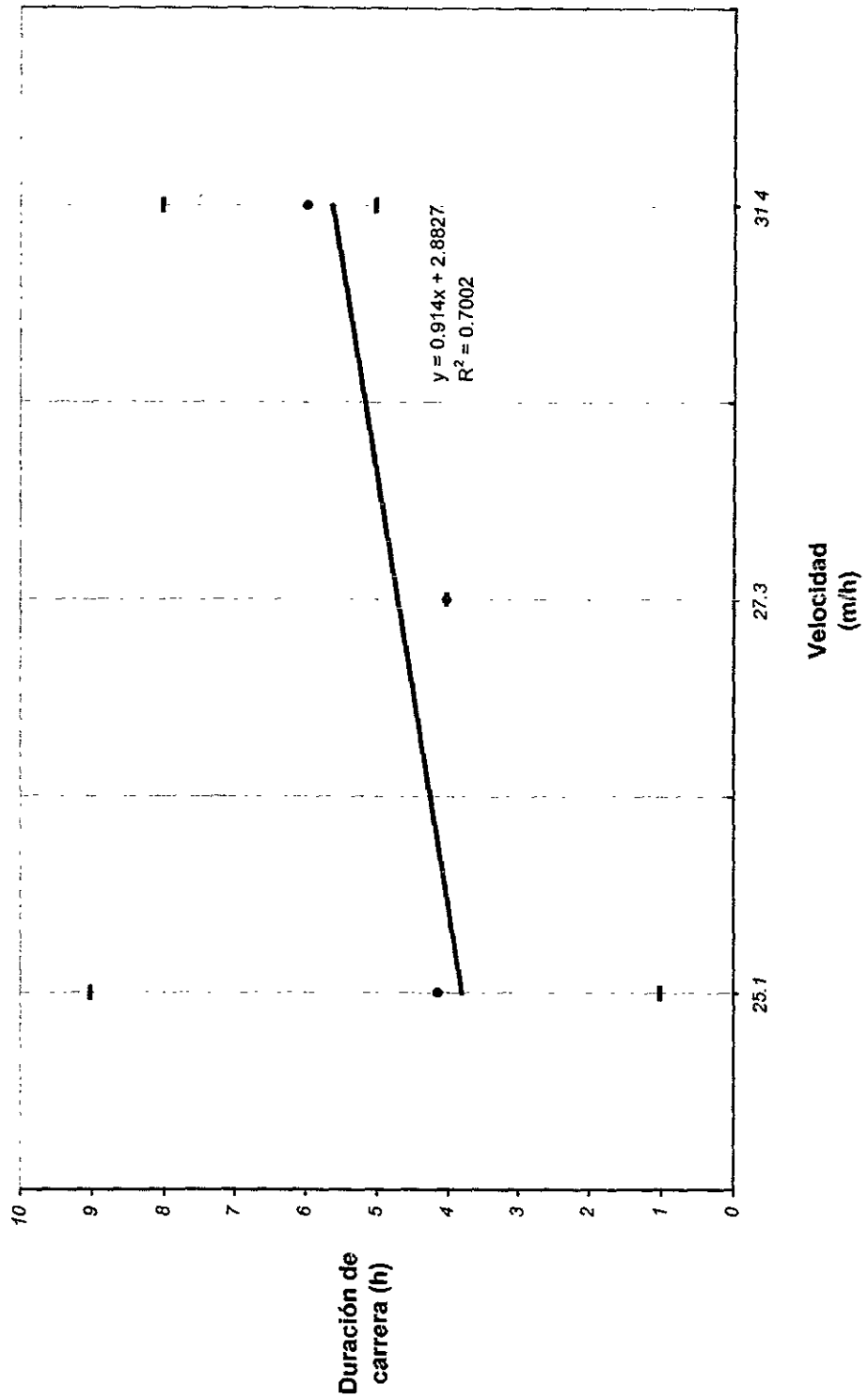


Figura 3.2. Velocidad vs Duración (TE 1.9 mm)

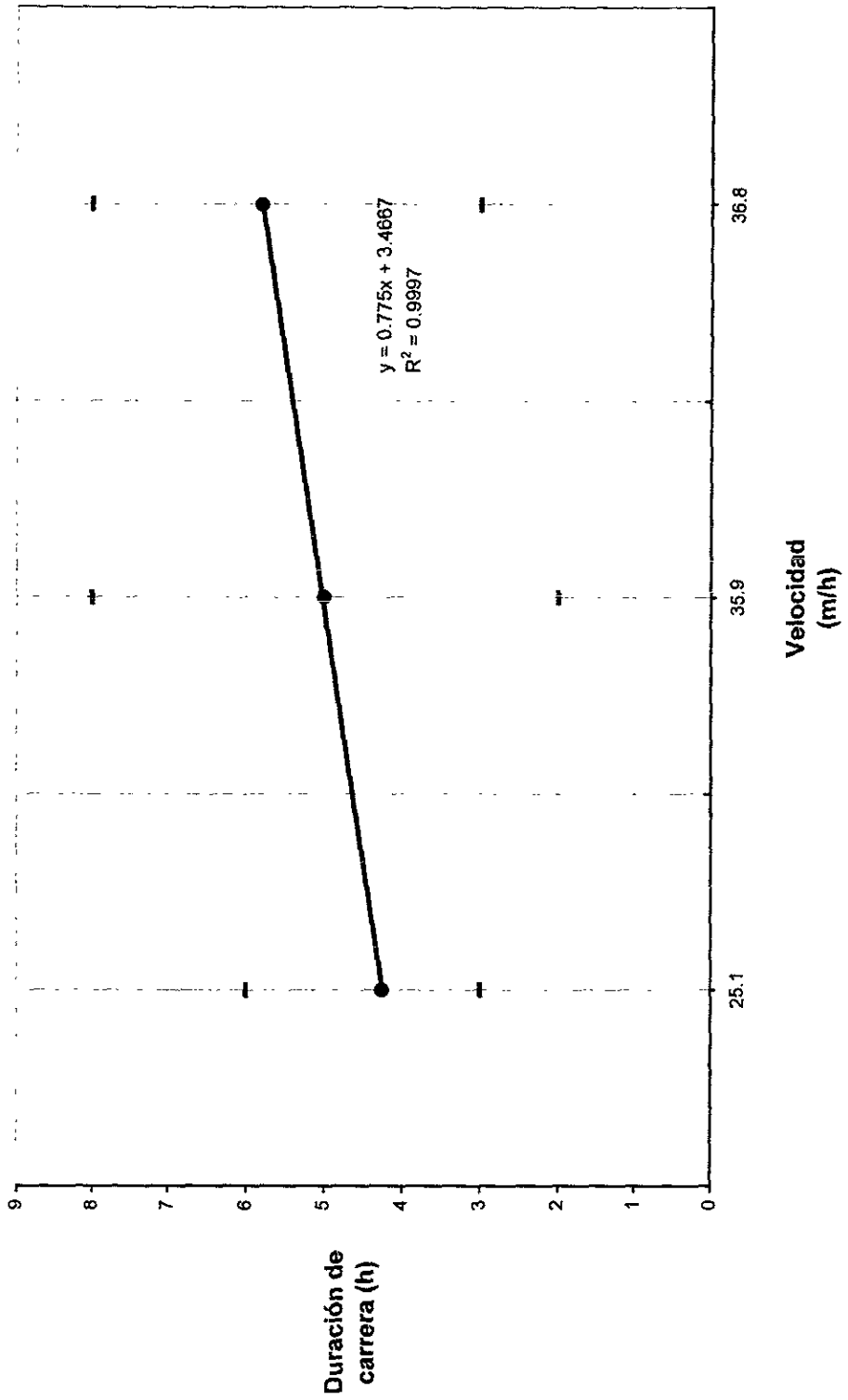


Figura 3.3. Pérdida de Carga (TE 1.5 mm)

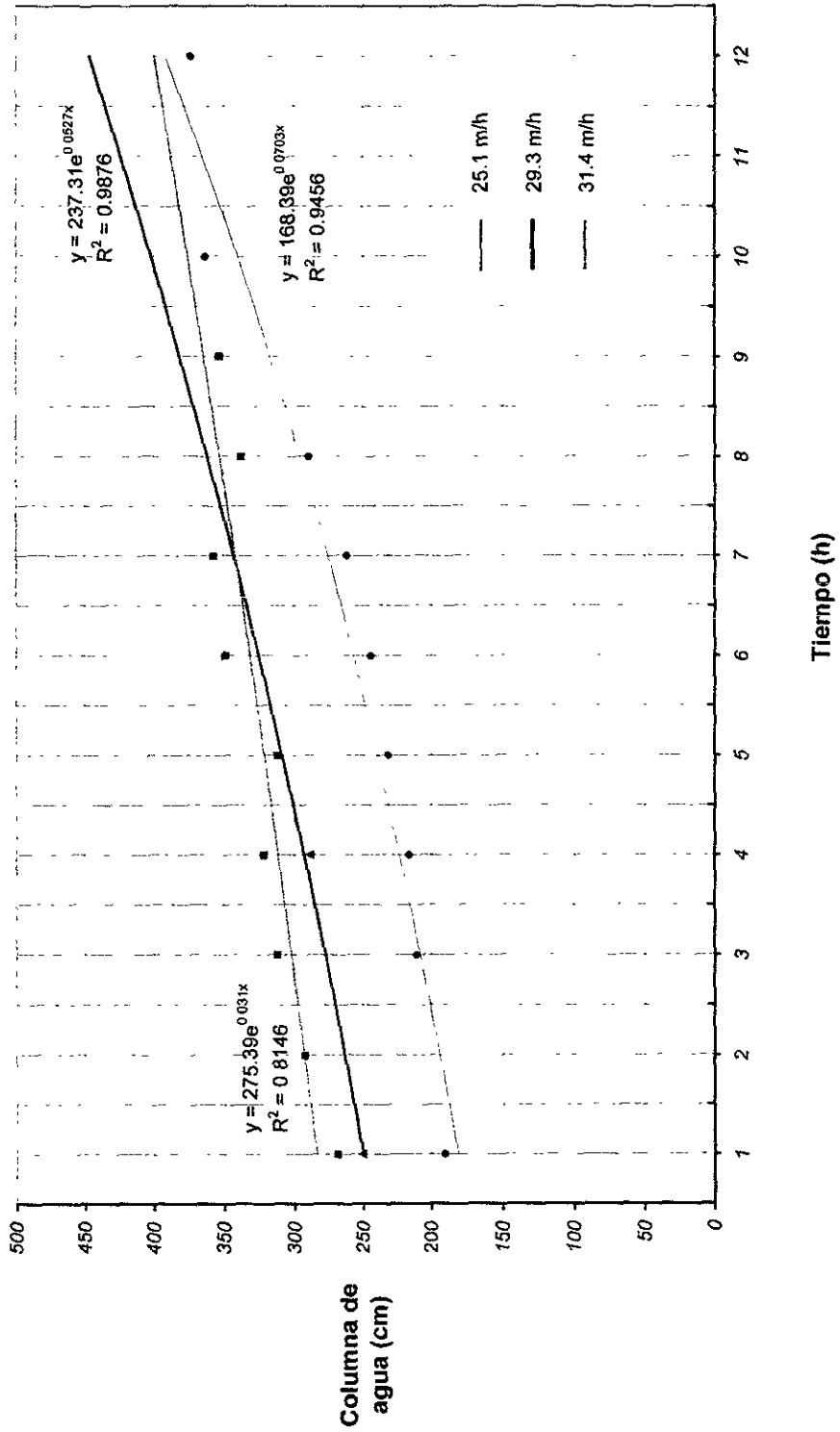


Figura 3.4. Pérdida de Carga (TE 1.9 mm)

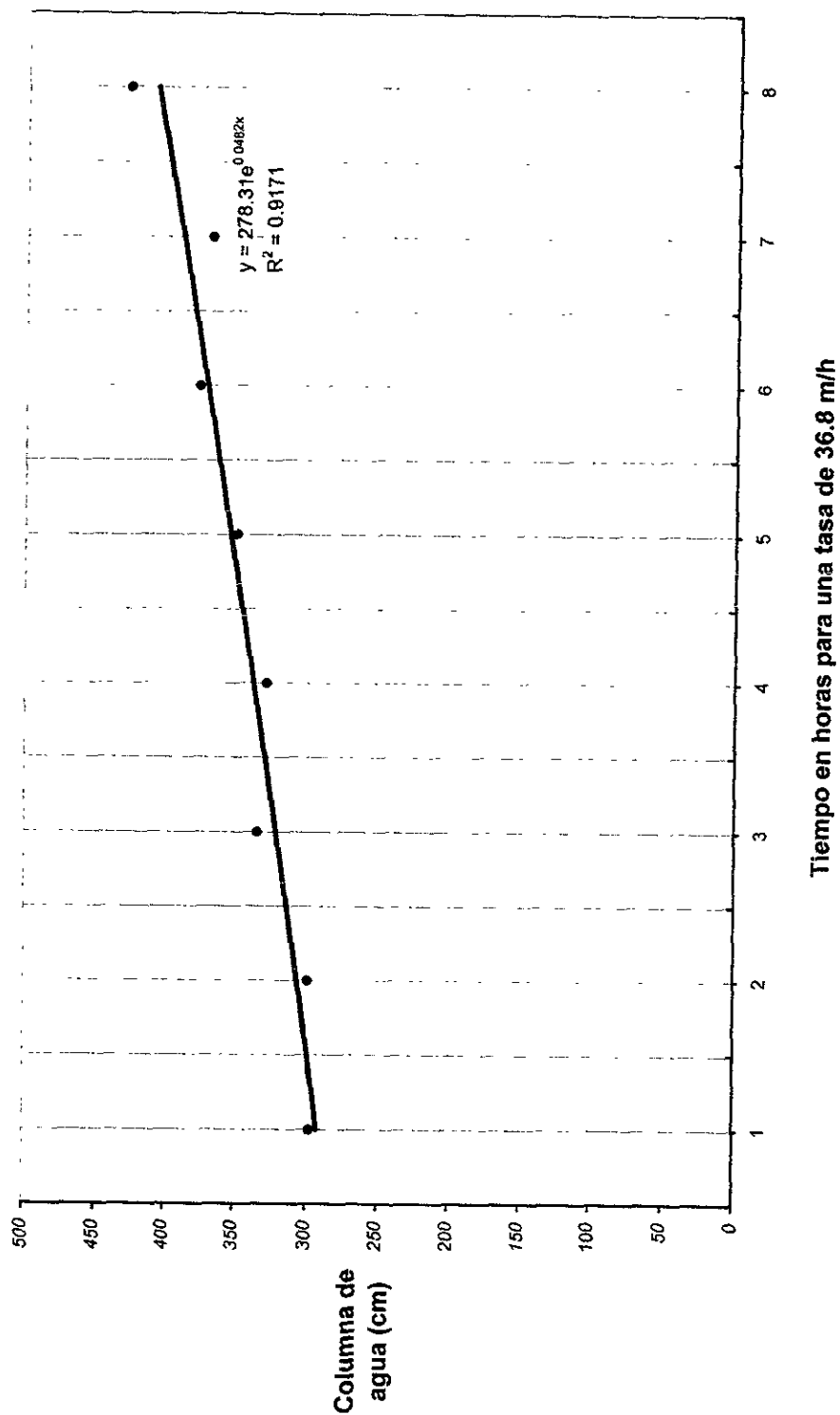


Figura 3.5. Sólidos Suspendidos (TE 1.5 mm)

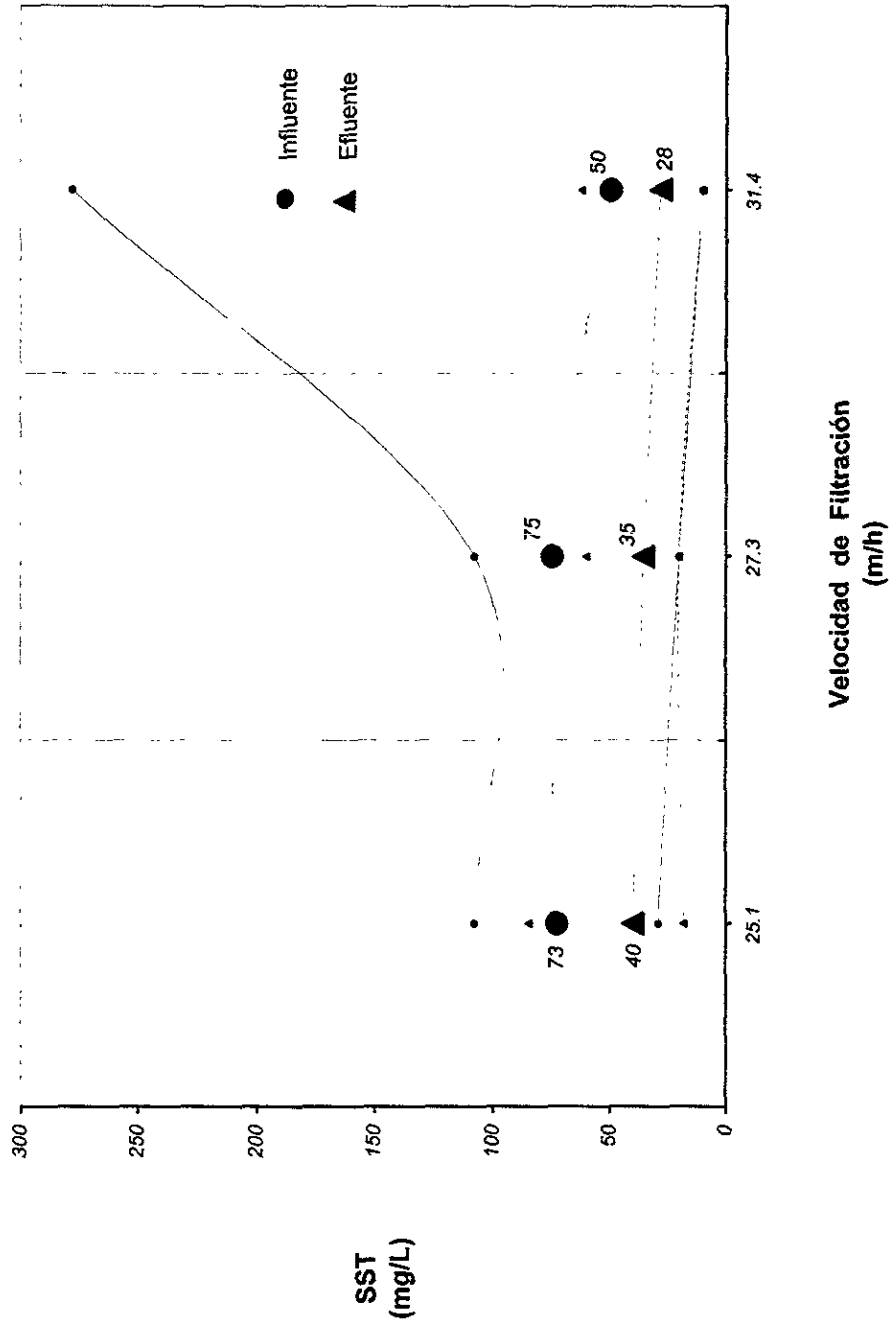


Figura 3.6. Remoción de SST (TE 1.5 mm)

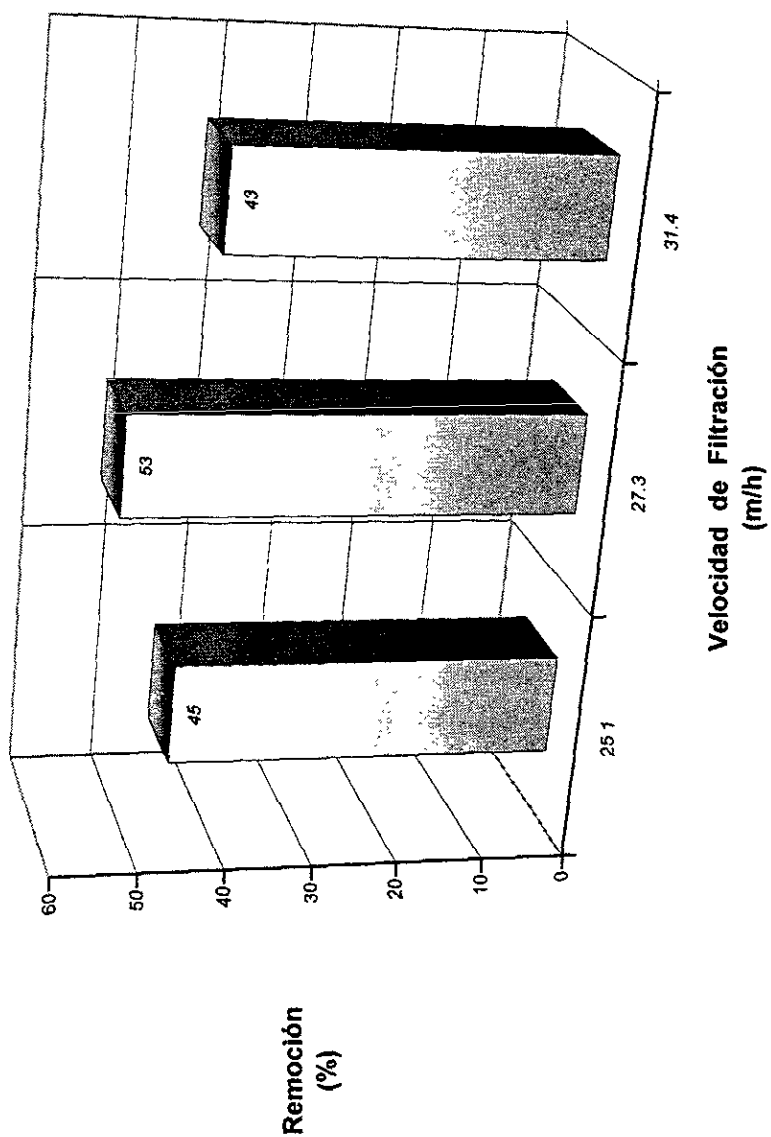


Figura 3.7. Sólidos Suspendedos (TE 1.9 mm)

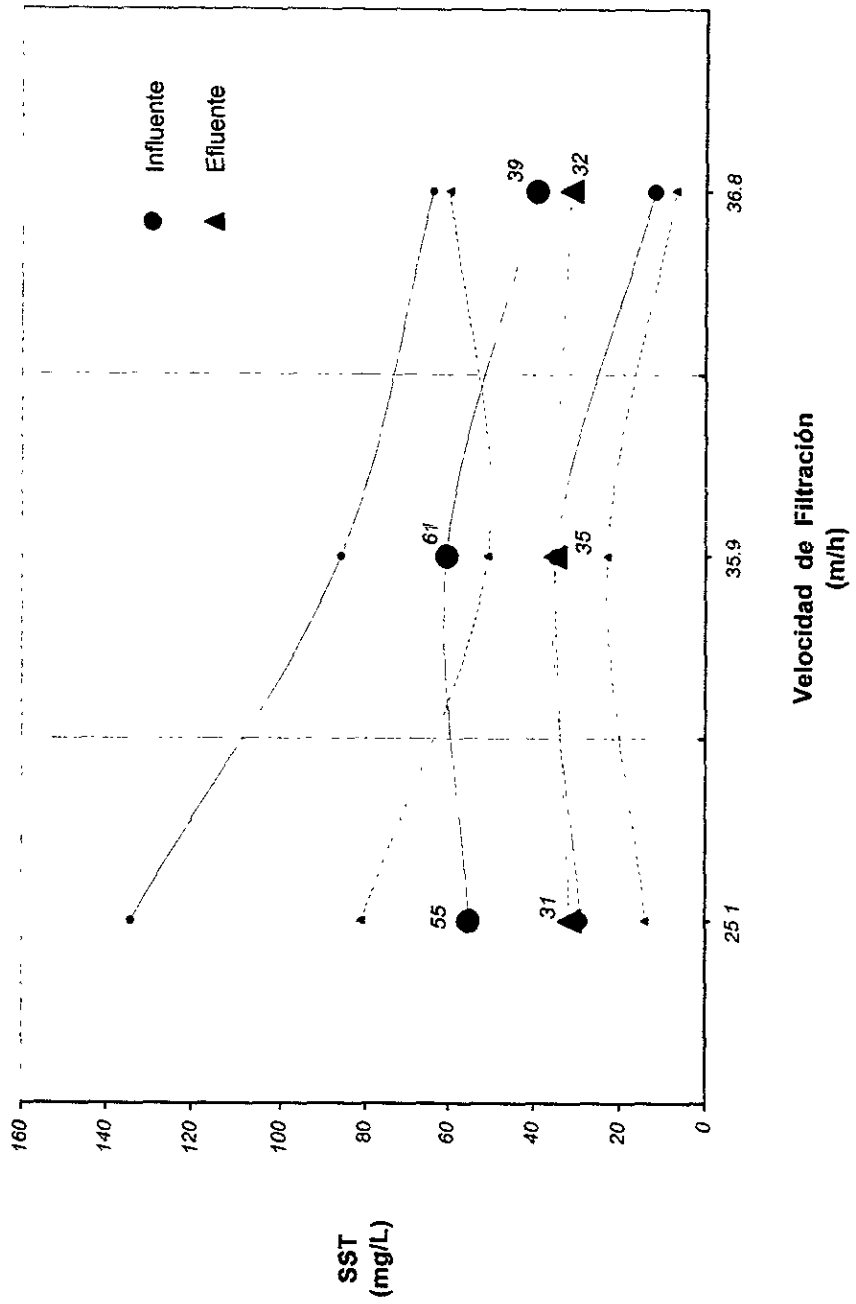


Figura 3.8. Remoción de SST (TE 1.9 mm)

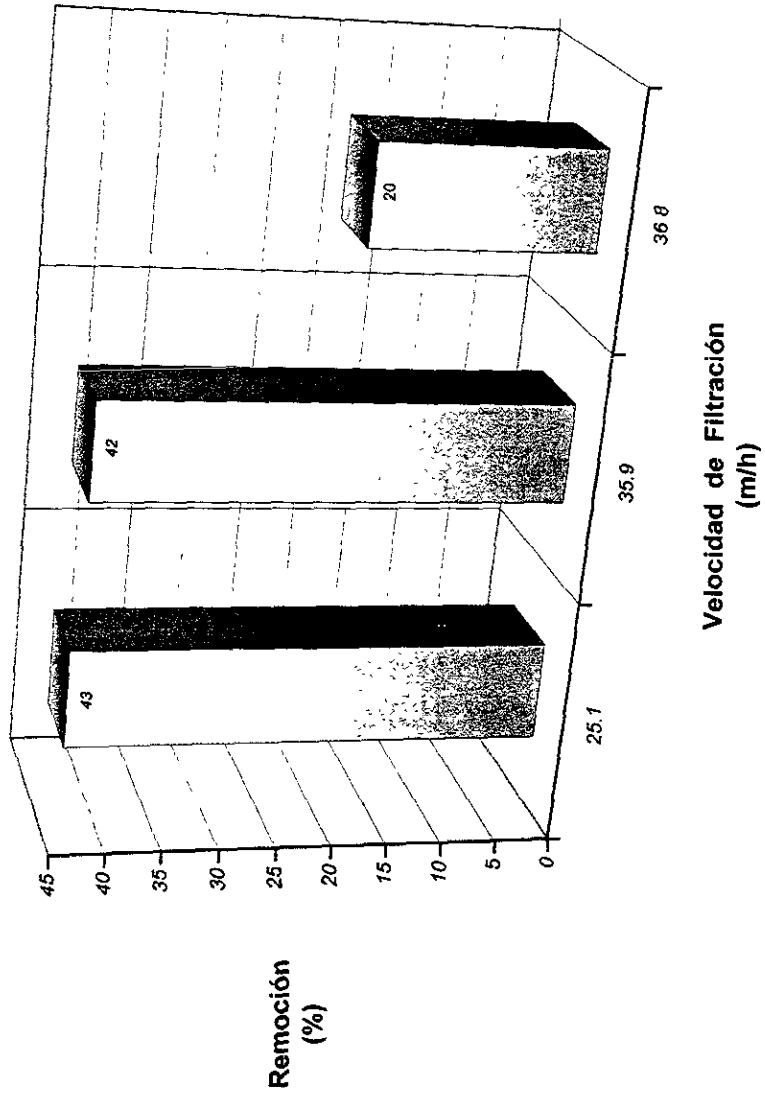


Figura 3.9. Turbiedad (TE 1.5 mm)

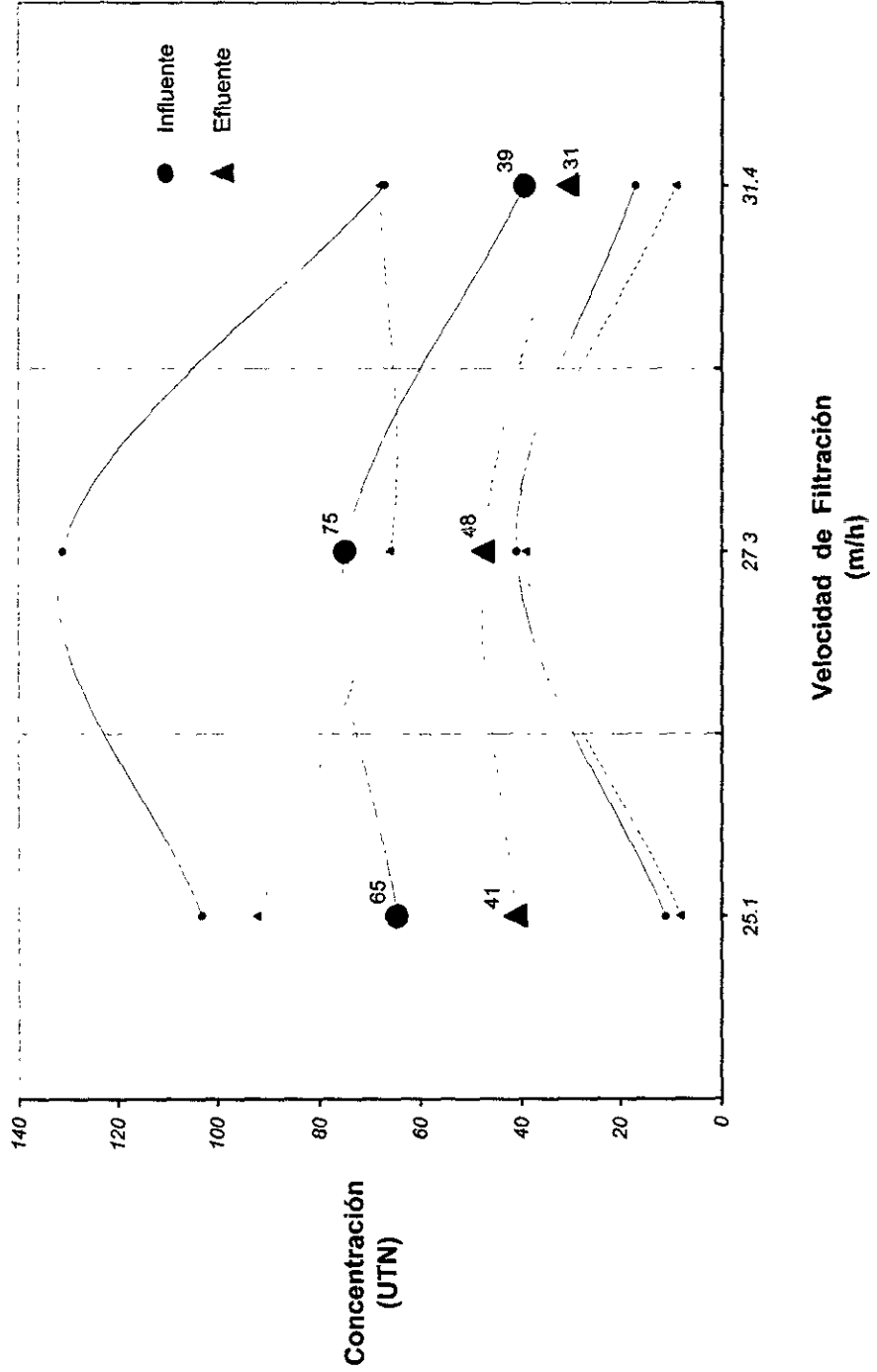


Figura 3.10. Remoción de Turbiedad (TE 1.5 mm)

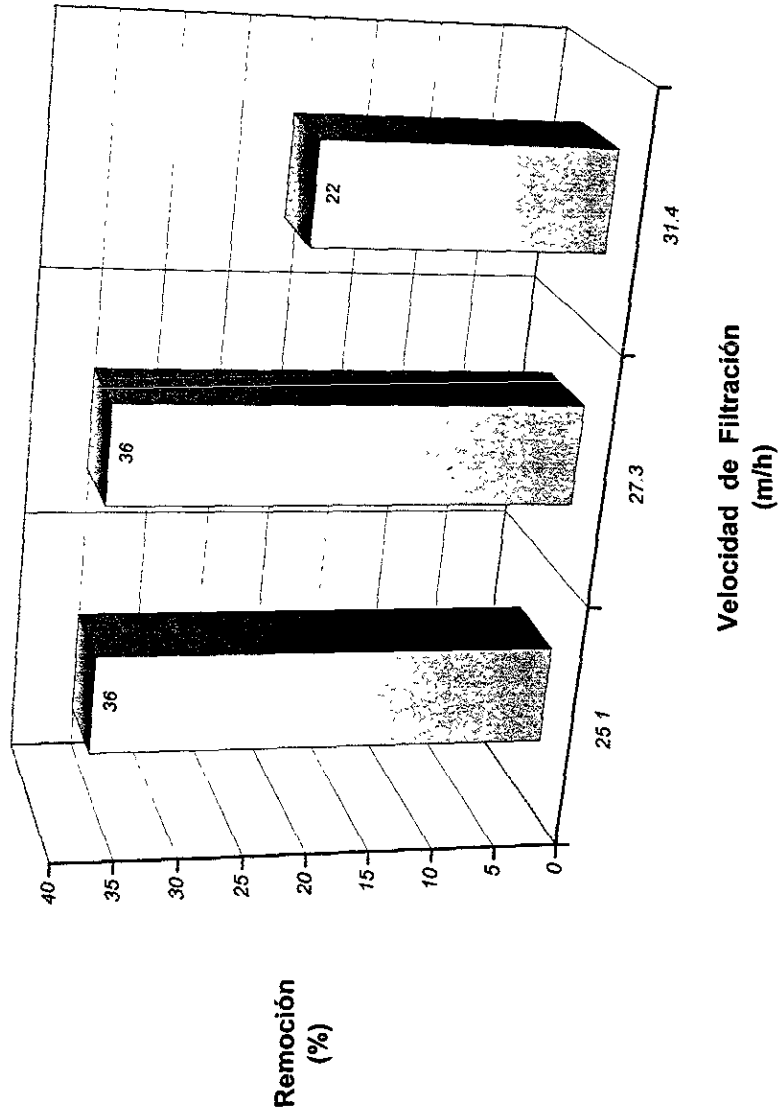


Figura 3.11. Turbiedad (TE 1.9 mm)

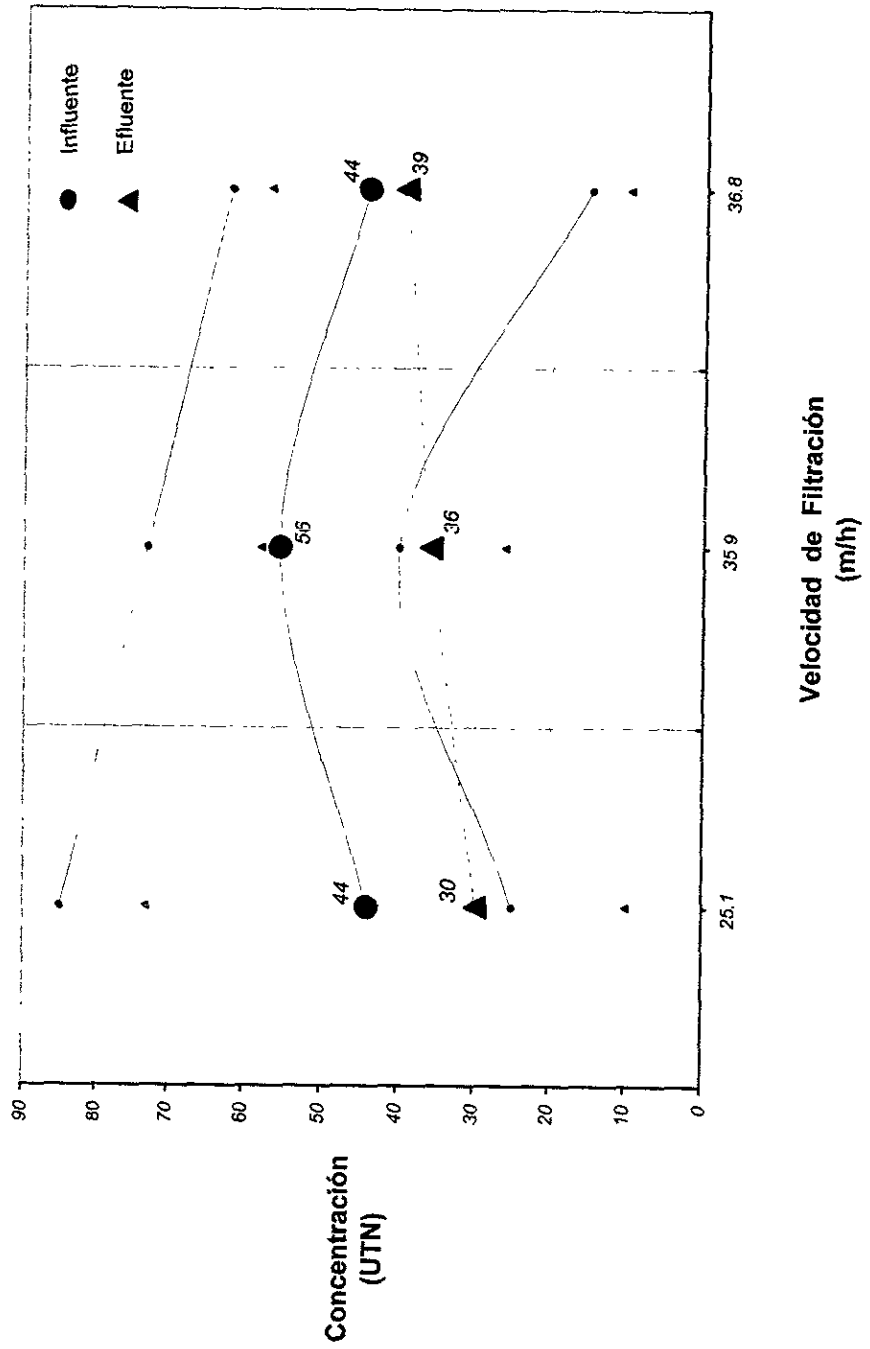
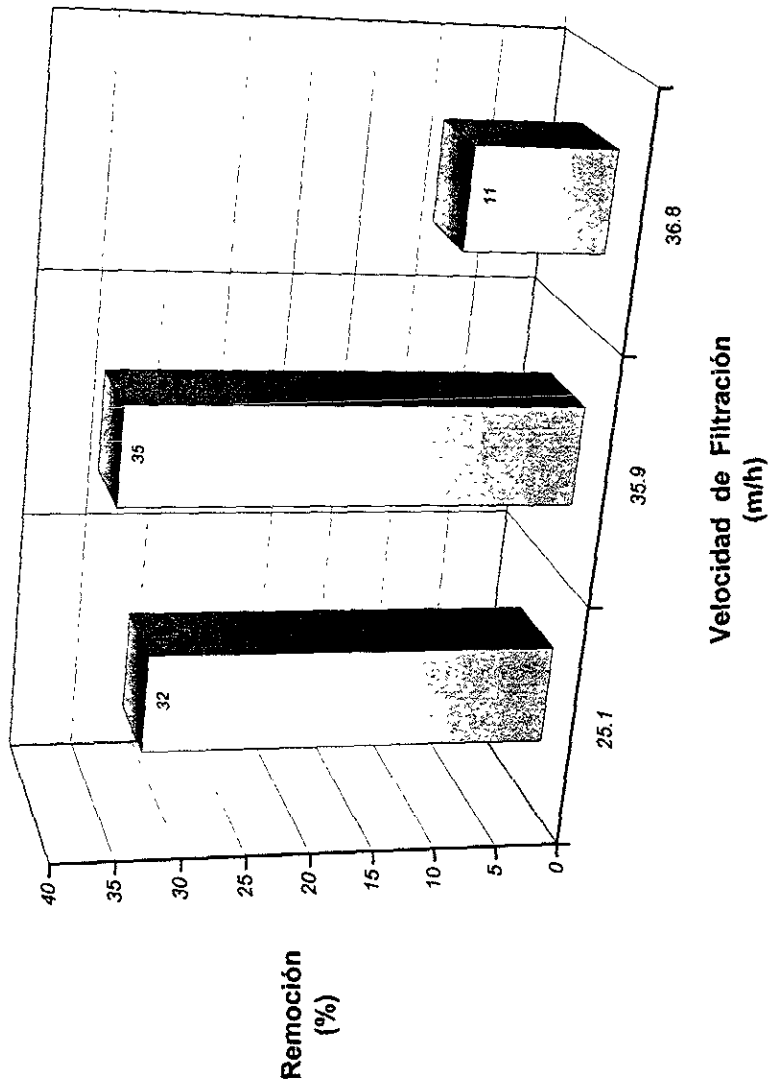


Figura 3.12. Remoción de Turbiedad (TE 1.9 mm)



3.1.2.3. Color

La concentración que presentó el influente del filtro con medio de TE de 1.5 mm (Figura 3.13) fluctuó de 179 a 204 unidades de platino-cobalto (Pt-Co) en promedio al mismo tiempo que el efluente fluctuó de 143 a 196 unidades de Pt-Co, generándose una remoción muy baja en las velocidades de 25.1 y 27.3 m/h (Figura 3.14). La baja remoción que se presenta puede ser ocasionada por el análisis de una sola muestra en ambas velocidades, lo cual no es representativo en lo que corresponde a la caracterización del agua (Figura 3.13). La velocidad de 31.4 m/h presentó una remoción del 20%.

En el medio de TE de 1.9 mm se observaron concentraciones en el influente y efluente de 211 a 235 y de 167 a 194 unidades de Pt-Co respectivamente (Figura 3.15), observándose una remoción mayor en la velocidad de 35.9 m/h con 28% y remociones bajas del 15 y 17% para las velocidades de 36.8 y 25.1 m/h respectivamente (Figura 3.16).

3.1.2.4. Carga orgánica

En lo relacionado con la carga orgánica total (DQOt), el efluente del medio con TE de 1.5 mm obtuvo concentraciones de 195, 184 y 164 mg/L (Figura 3.17) que correspondieron a las velocidades de 25.1, 27.3 y 31.4 m/h respectivamente, generando una remoción alta del 37% la velocidad de 25.1 m/h (Figura 3.18), ya que las velocidades de 27.3 y 31.4 m/h presentaron remociones del 19 y 26% respectivamente. La velocidad de 27.3 m/h cuenta únicamente con un muestreo.

En tanto que el efluente del medio con TE de 1.9 mm generó concentraciones en promedio de 127, 175 y 157 mg/L para la velocidad de 25.1, 35.9 y 36.8 m/h respectivamente (Figura 3.19), lo que indica que la velocidad de 25.1 m/h presenta la mayor remoción de DQOt con un 17% (Figura 3.20).

Figura 3.13. Color (TE 1.5 mm)

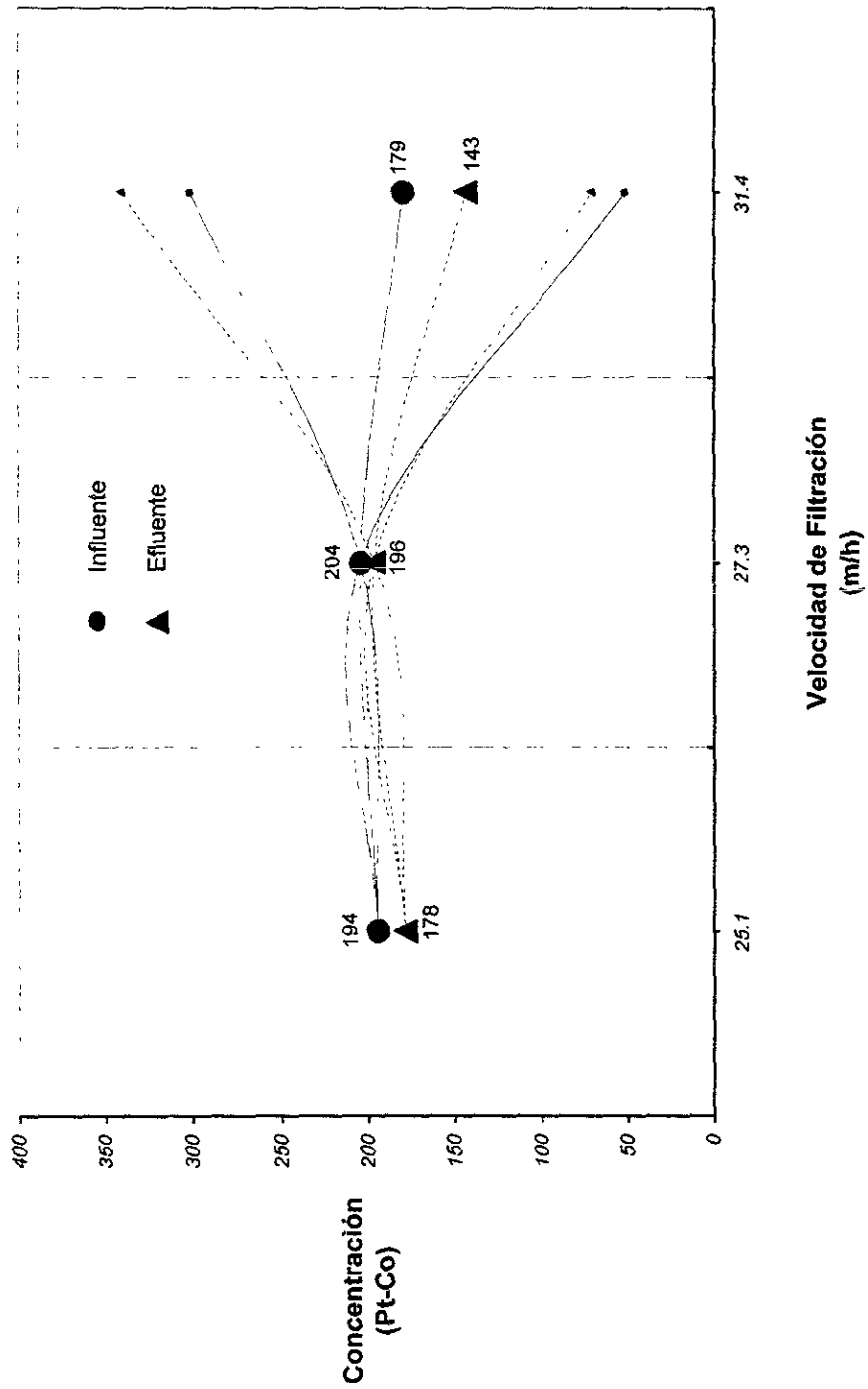


Figura 3.14. Remoción de Color (TE 1.5 mm)

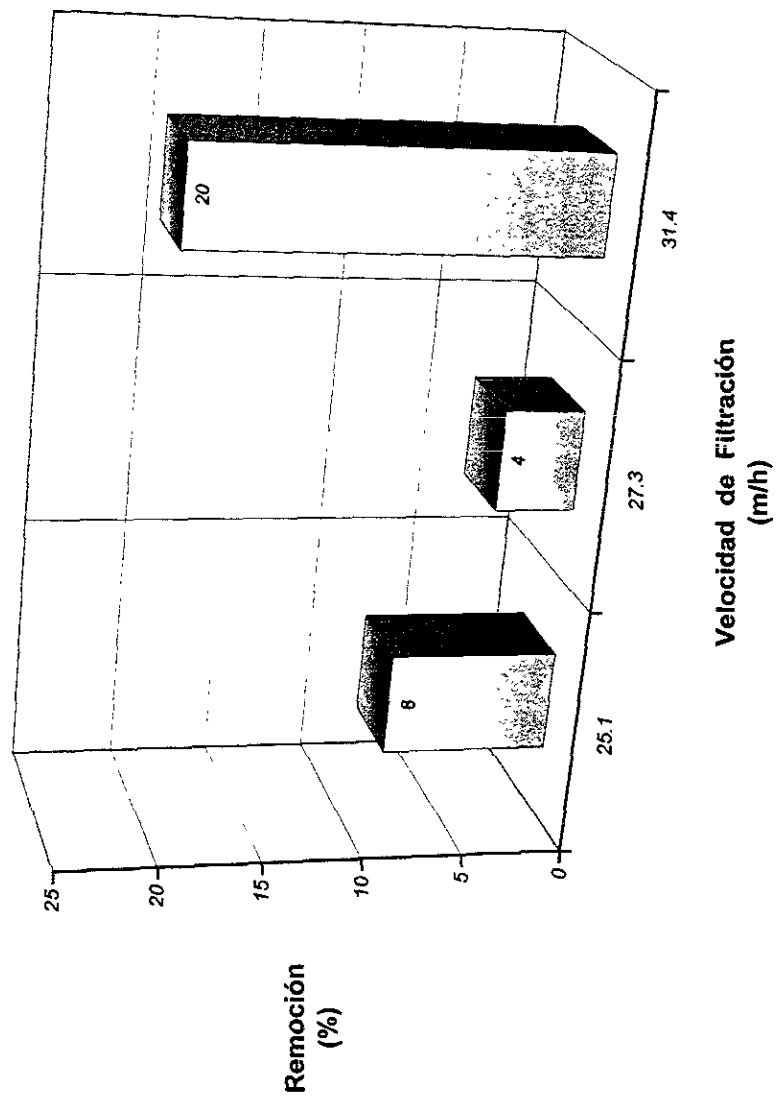


Figura 3.15. Color (TE 1.9 mm)

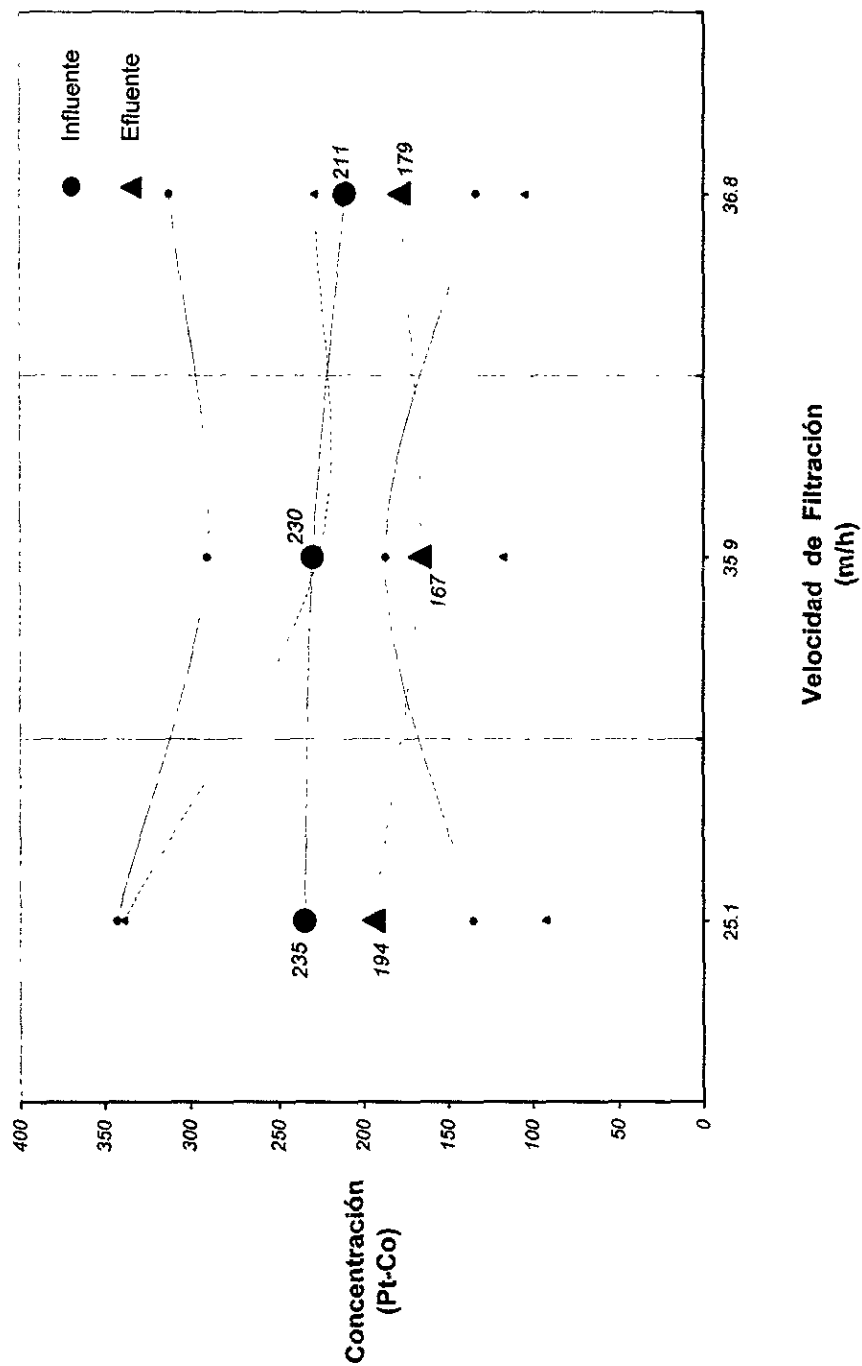


Figura 3.16. Remoción de Color (TE 1.9 mm)

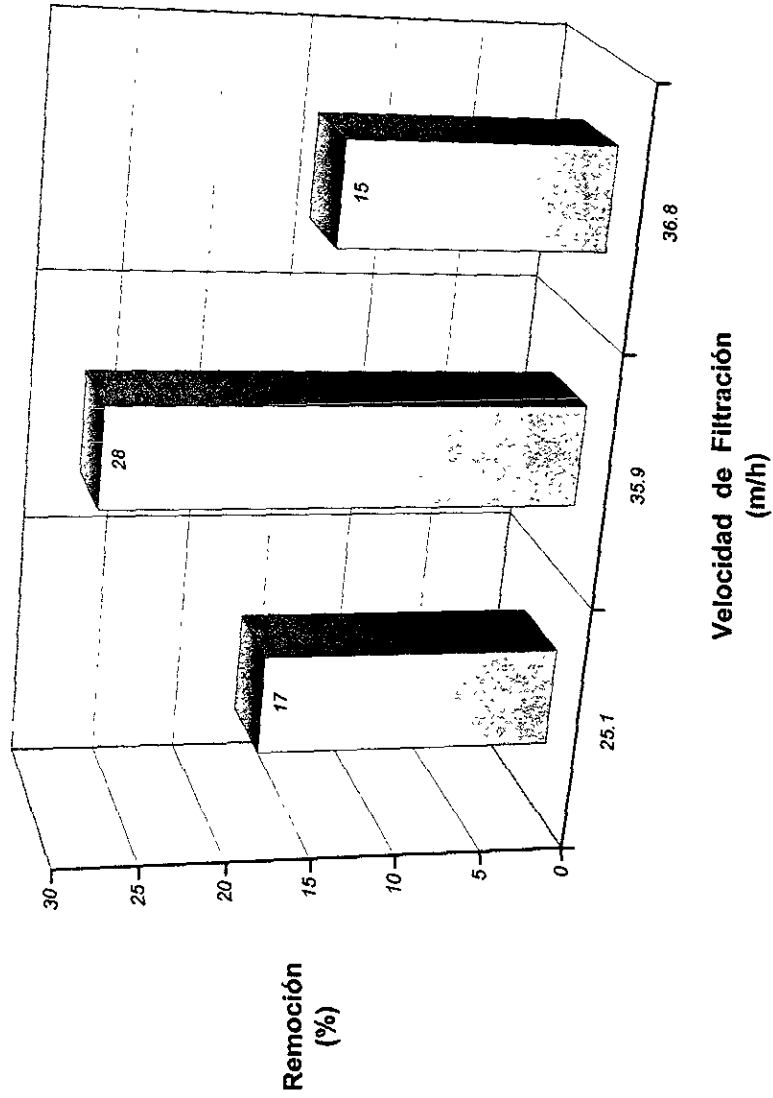


Figura 3.17. Carga Orgánica Total (DQOt) (TE 1.5 mm)

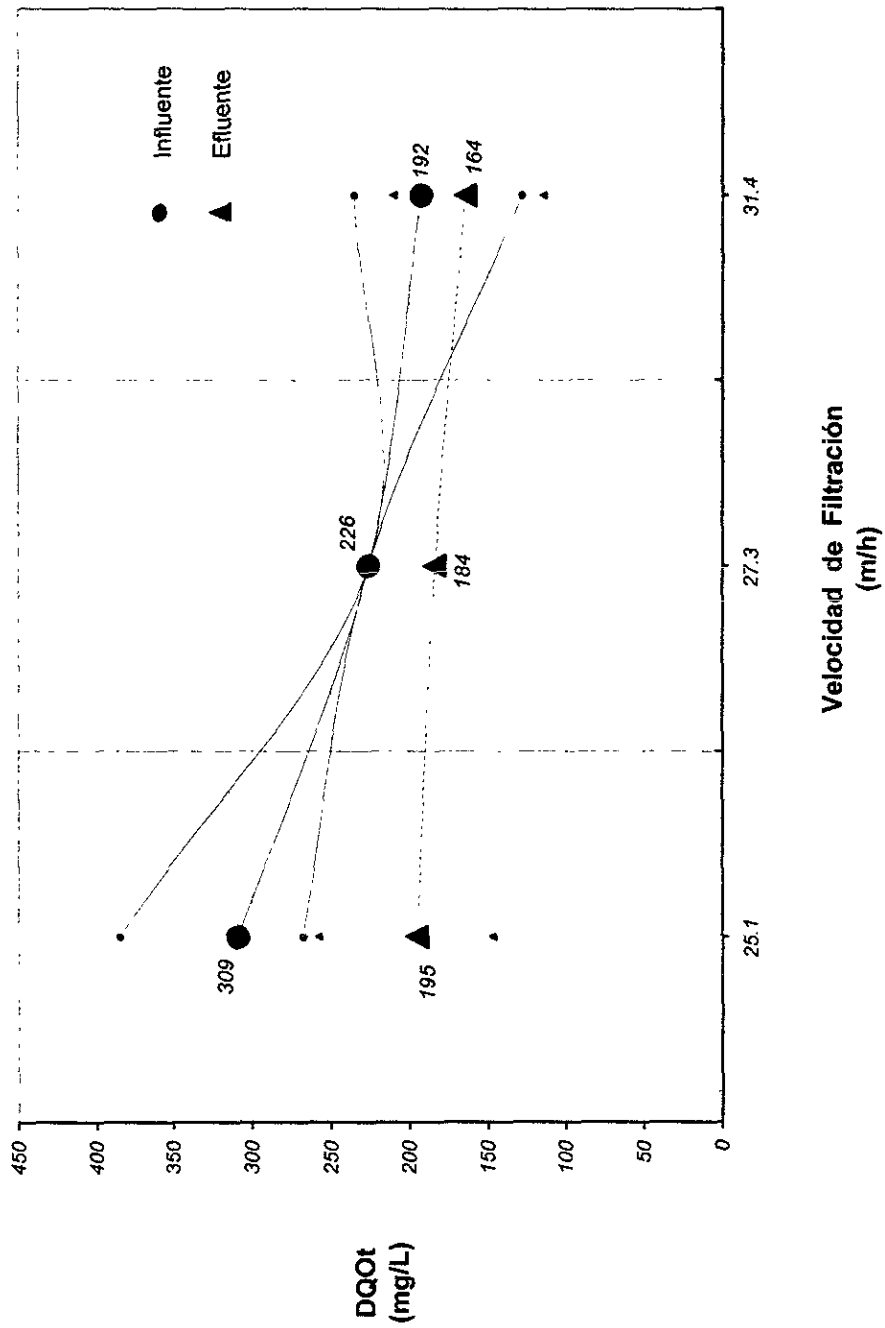


Figura 3.18. Remoción de DQOt (TE 1.5 mm)

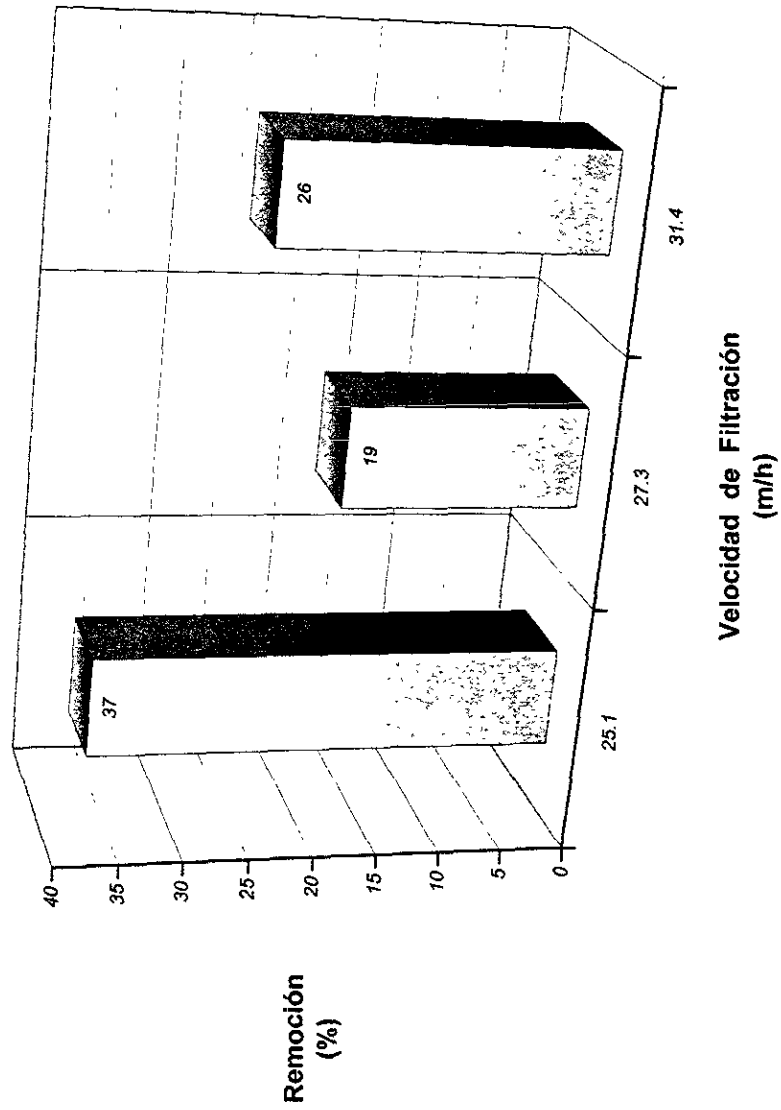


Figura 3.19. Carga Orgánica Total (DQOt) (TE 1.9 mm)

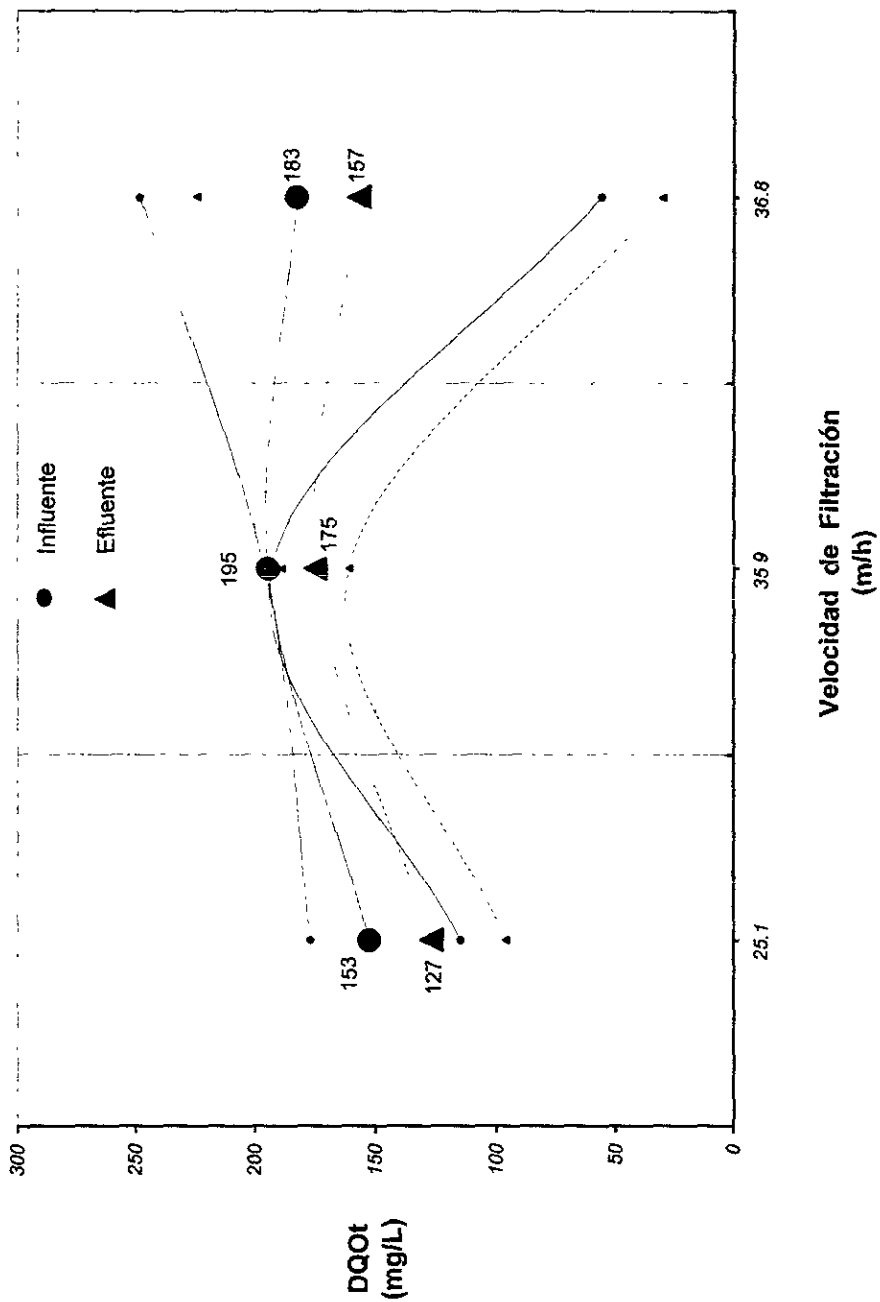
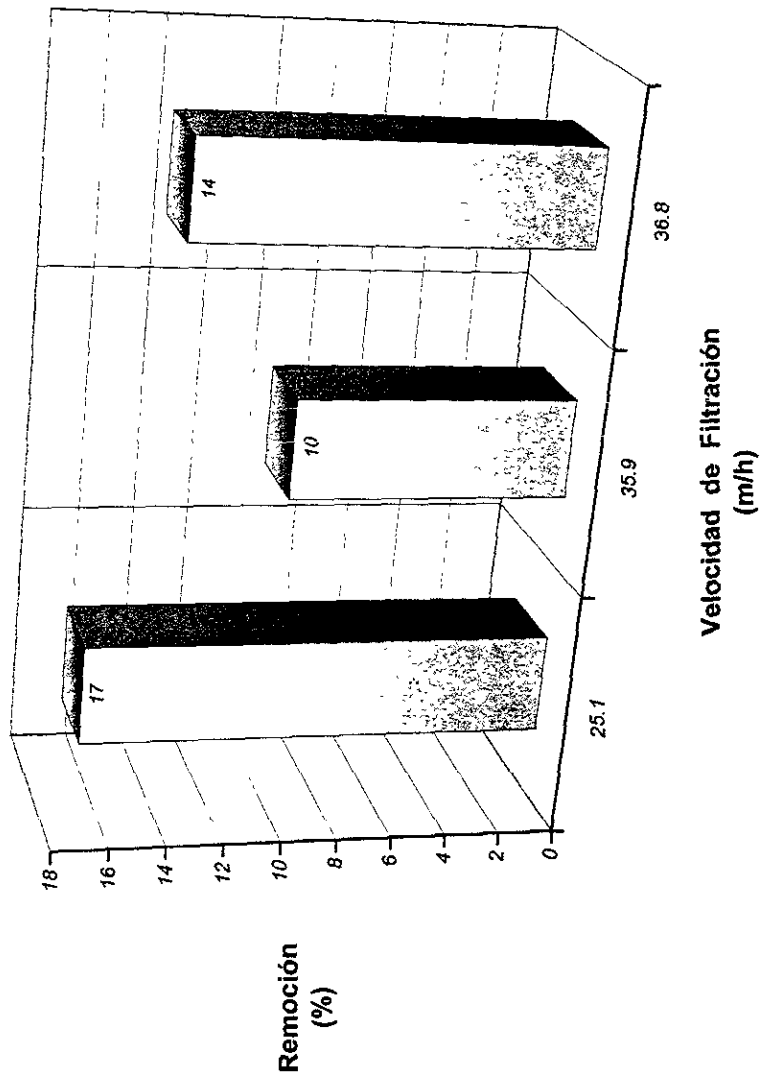


Figura 3.20. Remoción de DQOt (TE 1.9 mm)



Por otra parte, en la carga orgánica soluble (DQOs) solamente se obtuvieron datos de las velocidades de 25.1 y 27.3 m/h del TE de 1.5 mm, analizándose solamente una muestra en la segunda velocidad. Los resultados en el influente estuvieron comprendidos de 144 a 226 mg/L (Figura 3.21), mientras que en el efluente variaron de 142 a 157 mg/L, lo que indica que la velocidad de 25.1 obtuvo una remoción del 31% (Figura 3.22), mucho mayor a la remoción presentada en la velocidad de 27.3 m/h que solamente alcanzó el 1%. En el TE de 1.9 mm se analizaron muestras en dos velocidades de filtración, presentándose concentraciones en el influente de 119 a 159 mg/L y en el efluente de 115 a 149 mg/L (Figura 3.23), con remociones del 4 y 6% para las velocidades de 25.1 y 35.9 m/h respectivamente (Figura 3.24).

3.1.2.5. Huevos de helminto

Los huevos de helminto es el parámetro de control más importante de este estudio, que de acuerdo con la Organización Mundial de la Salud (OMS) y la NOM-001-ECOL-1996, la concentración de huevos de helminto en un efluente que se emplee en el riego no restringido deberá ser menor a 1 huevo por litro. En la Figura 3.25 se muestra un resumen de la concentración de huevos presentes tanto en el influente como en el efluente del filtro, así como las tasas y el TE de partícula aplicados a lo largo de toda la experimentación. Como se observa, la línea punteada divide la concentración permitida de huevos siendo 12 muestras de 17 las que se mantienen en el rango establecido. En la Figura 3.26 se presenta la distribución de frecuencias acumuladas de huevos de helminto indicando que el 50% de las muestras es menor a 0.67 HH/L y que el 70% cumplen con lo establecido a la norma.

La concentración de huevos de helminto en el influente del medio con TE de 1.5 mm (Figura 3.27) presenta una variación de concentración de 1.3 a 3 org/L, mientras que el efluente presenta una concentración de 1.4, 1.2 y 0.7 org/L correspondiendo a la velocidad de 25.1, 27.3 y 31.4 m/h respectivamente. Se presentó una remoción de huevos del 60% cuando la velocidad fue de 27.3 m/h (Figura 3.28), seguida de 44% y 13% cuando la velocidad fue de 31.4 y 25.1 m/h respectivamente; sin embargo, en estas dos últimas velocidades solamente se analizó una muestra. Al emplear el medio con TE de 1.9

mm la concentración de huevos en el influente osciló de 1.5 a 3.2 org/L, cuya concentración disminuyó a 0.4, 0.9 y 0.9 org/L cuando se trabajó a velocidades de 25.1, 35.9 y 36.8 m/h (Figura 3.29), generándose una remoción del 75, 72 y 40% para cada velocidad mencionada (Figura 3.30). La velocidad de 25.1 m/h también presenta el análisis de una sola muestra.

3.2. Filtro con medio de nuez

El comportamiento del filtro con medio de nuez se estudió del 11 de agosto al 7 de octubre de 1997 aplicándole más de 22 carreras de filtración. Durante éste período se analizaron los mismos parámetros que se emplearon en el filtro con medio de arena.

3.2.1. Filtración

El filtro con medio de nuez trabajó con un TE de 1.3 mm y con una tasa de filtración de 38.2 m/h durante toda su experimentación, presentándose a lo largo de la carrera una variación de la presión en forma creciente, tal y como se muestra en la Figura 3.31. El aumento de la presión que se aprecia es generada por la saturación de partículas que presentó el medio filtrante durante la carrera de filtración. La gráfica expuesta nos permite estimar la presión en función de un tiempo deseado.

3.2.2. Parámetros de control

3.2.2.1. Sólidos suspendidos

Como se observa en la Figura 3.32, la concentración de sólidos suspendidos que se presentó en el influente del filtro tuvo un valor promedio de 48 mg/L, reduciendo su concentración en el efluente hasta 23 mg/L. En la Figura 3.40 se presenta en forma general las remociones de los parámetros de control, que en el caso de los sólidos suspendidos, la remoción de sólidos fue del 52%.

Figura 3.21. Carga Orgánica Soluble (DQOs) (TE 1.5 mm)

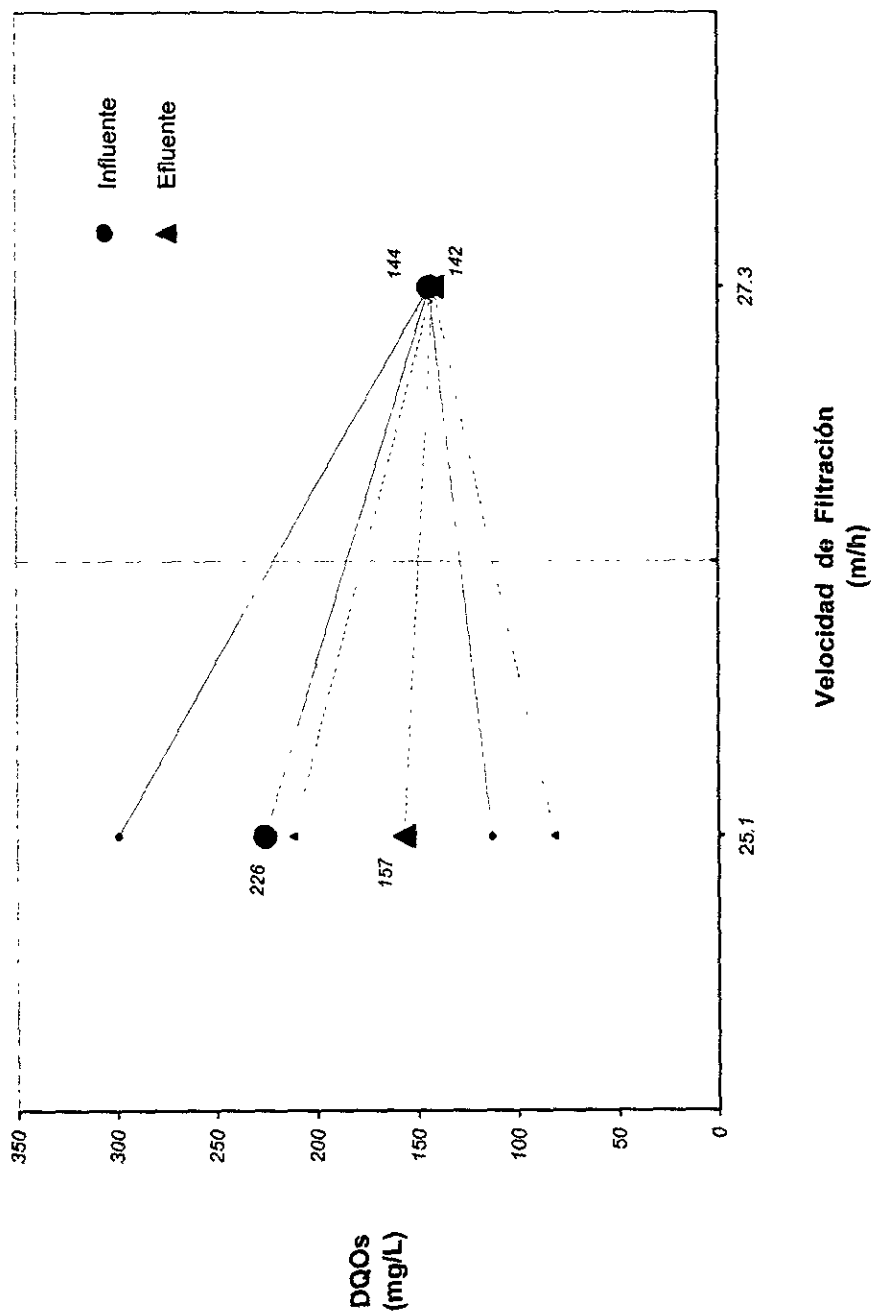


Figura 3.22. Remoción de DQOs (TE 1.5 mm)

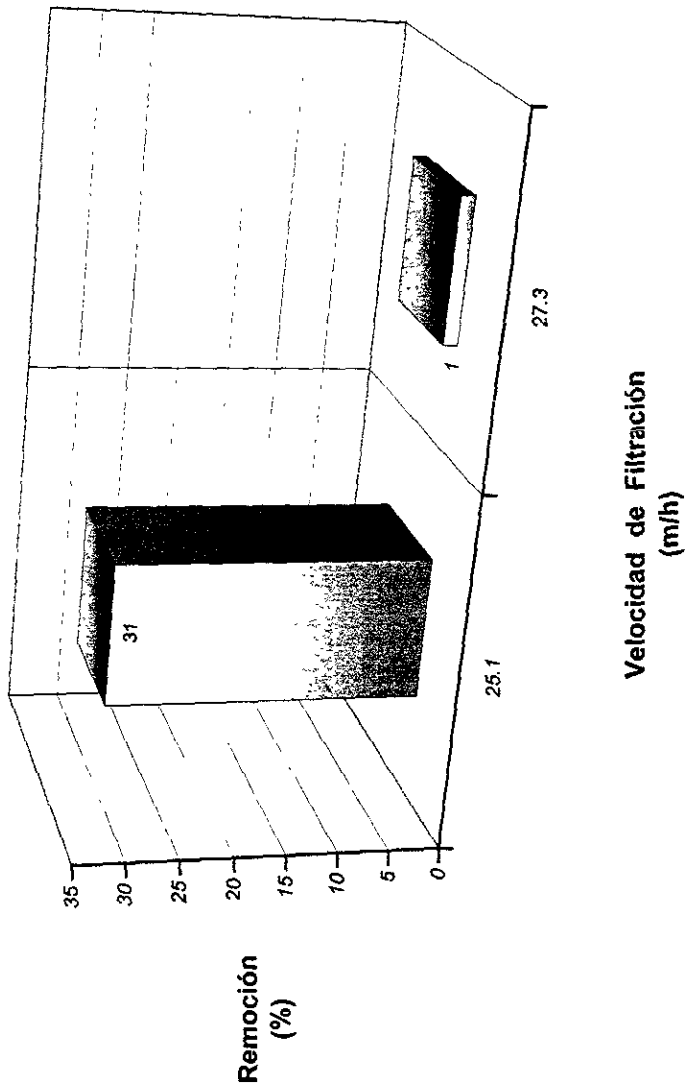


Figura. 3.23. Carga Orgánica Soluble (DQOs) (TE 1.9 mm)

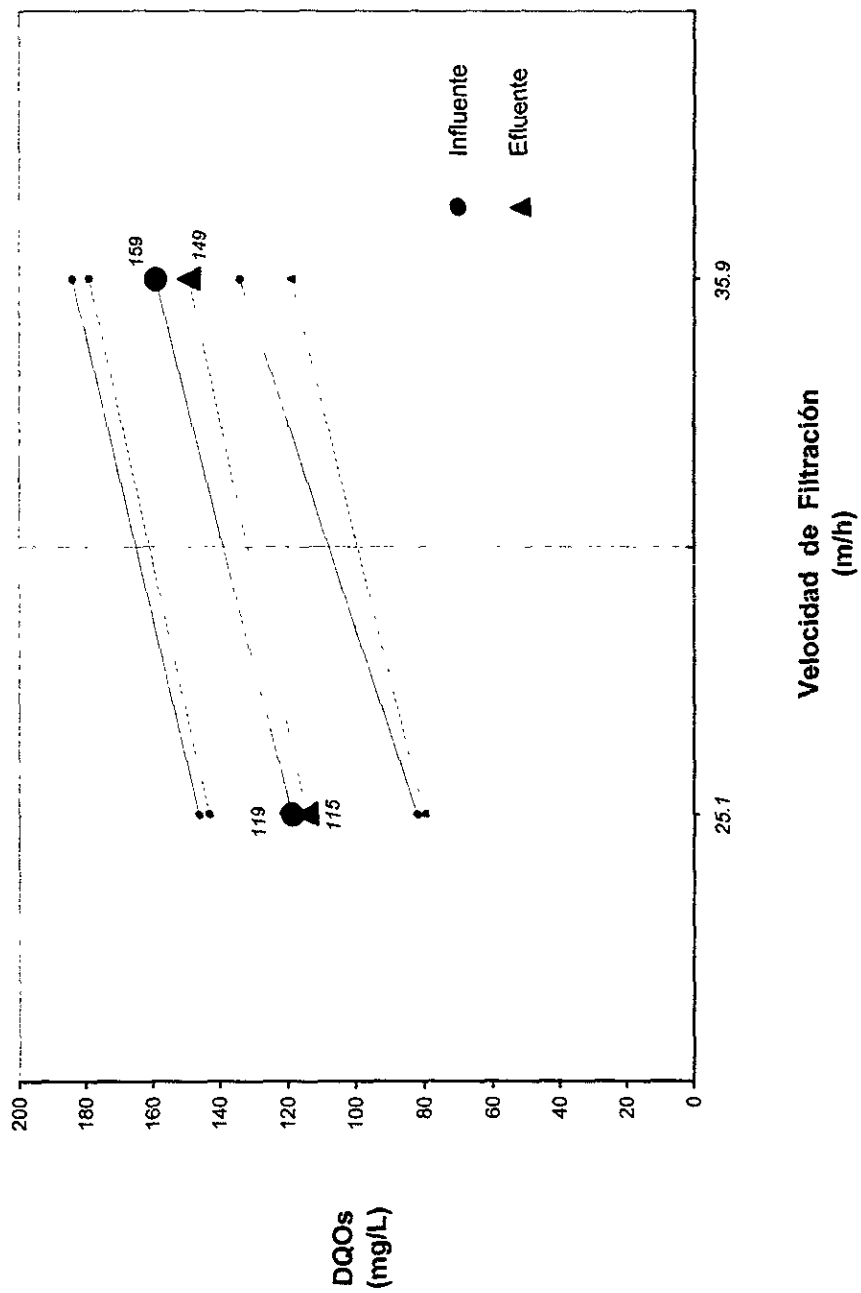


Figura 3.24. Remoción de DQOs (TE 1.9 mm)

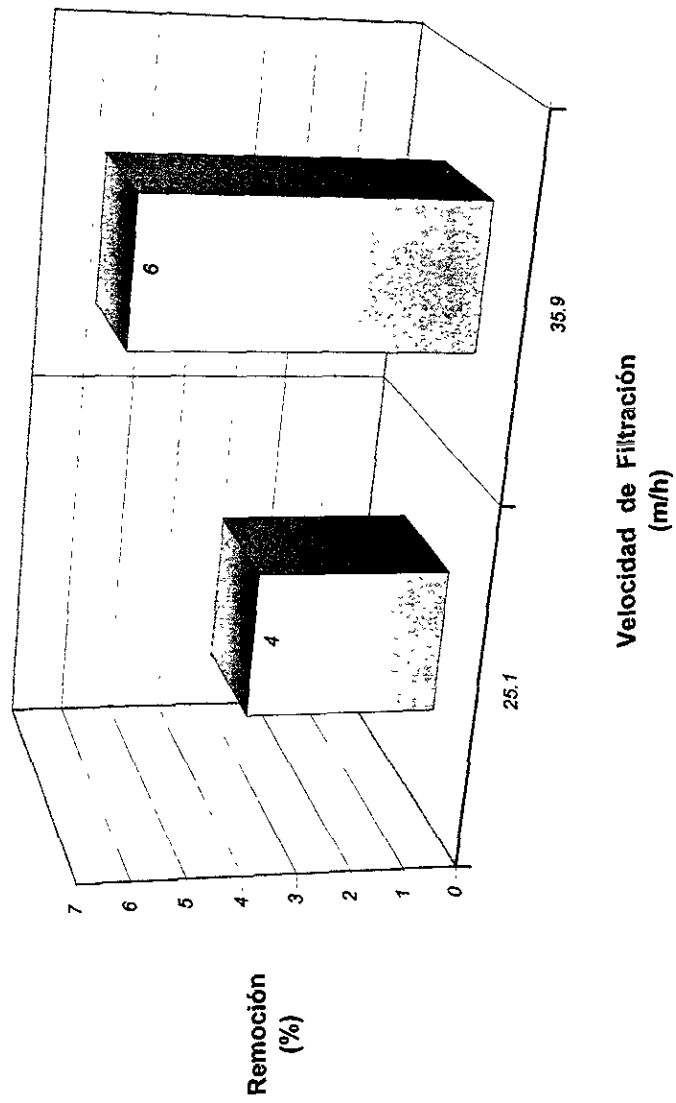


Figura 3.25. Comportamiento de la concentración de Huevos de Helminto en el medio de Arena

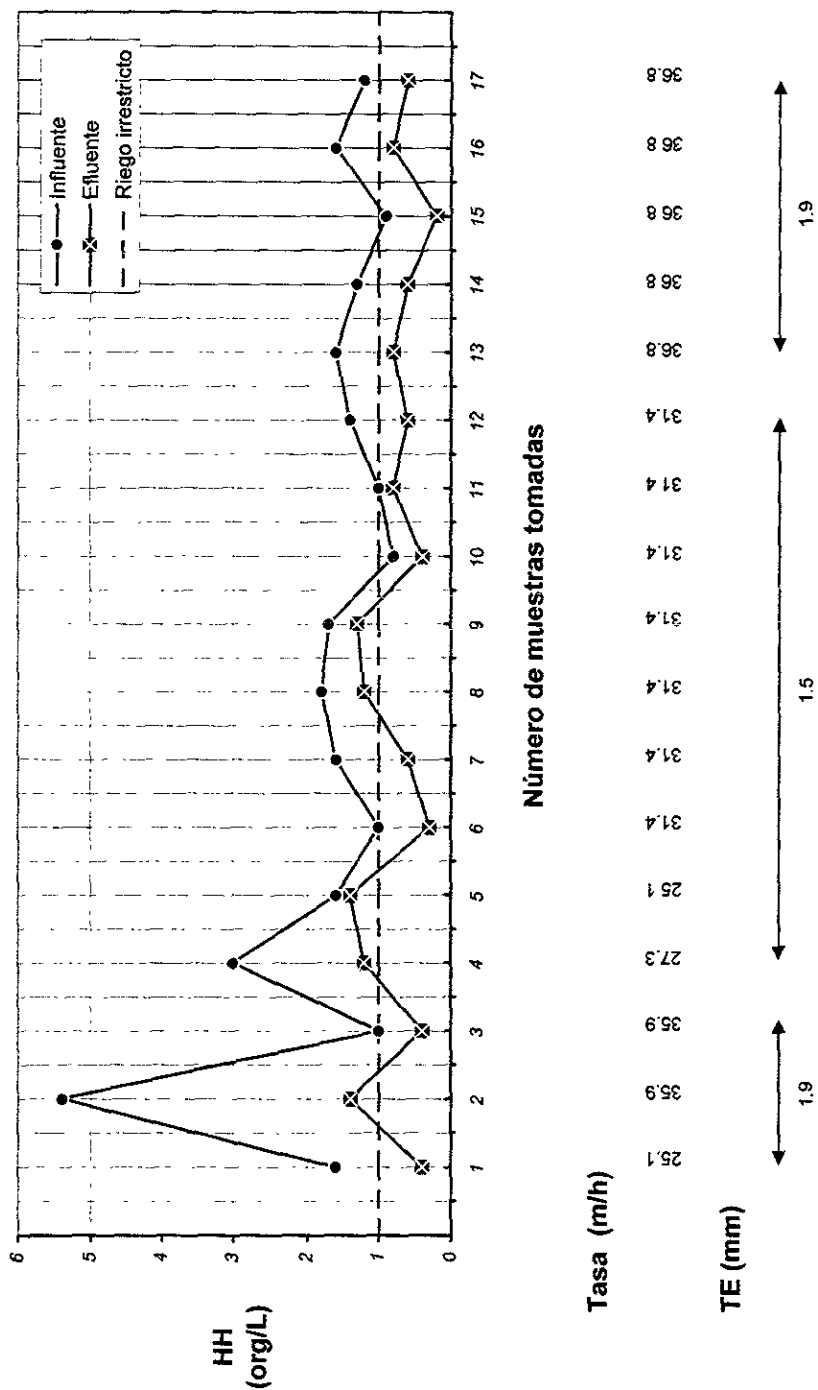


Figura 3.26. Distribución de frecuencias acumuladas de Huevos de Helminto en el efluente del filtro con medio de Arena

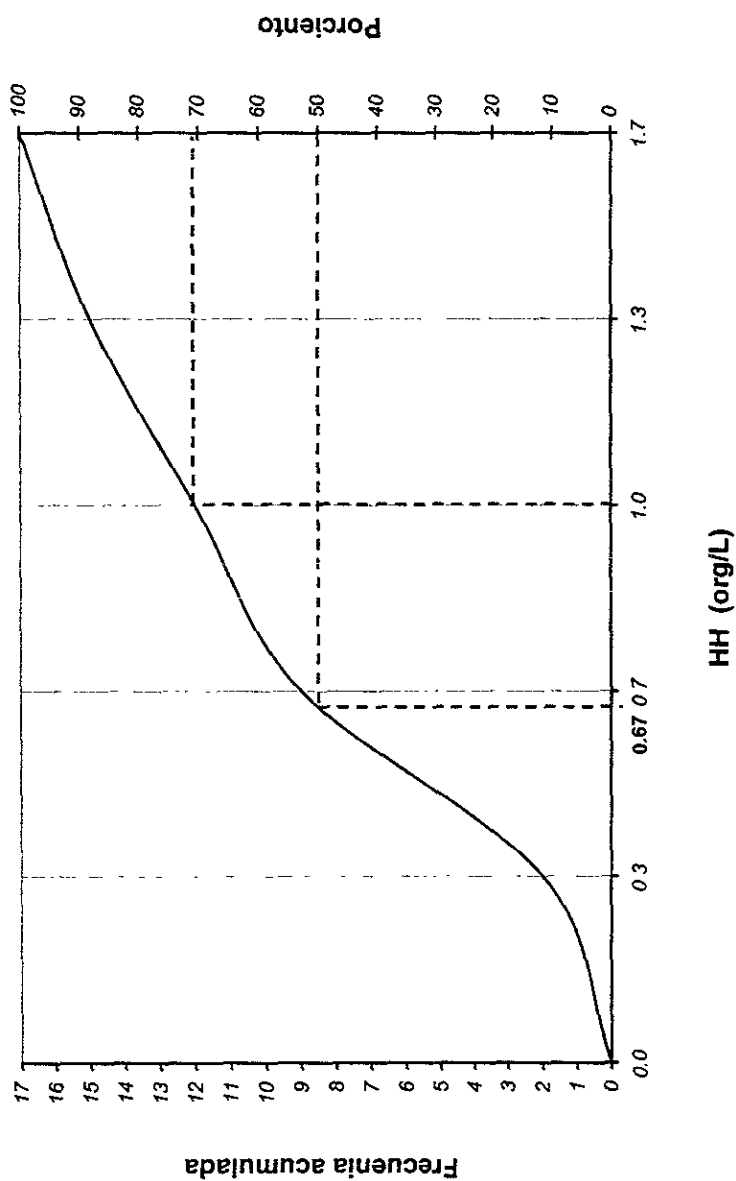


Figura 3.27. Huevos de Helminto (TE 1.5 mm)

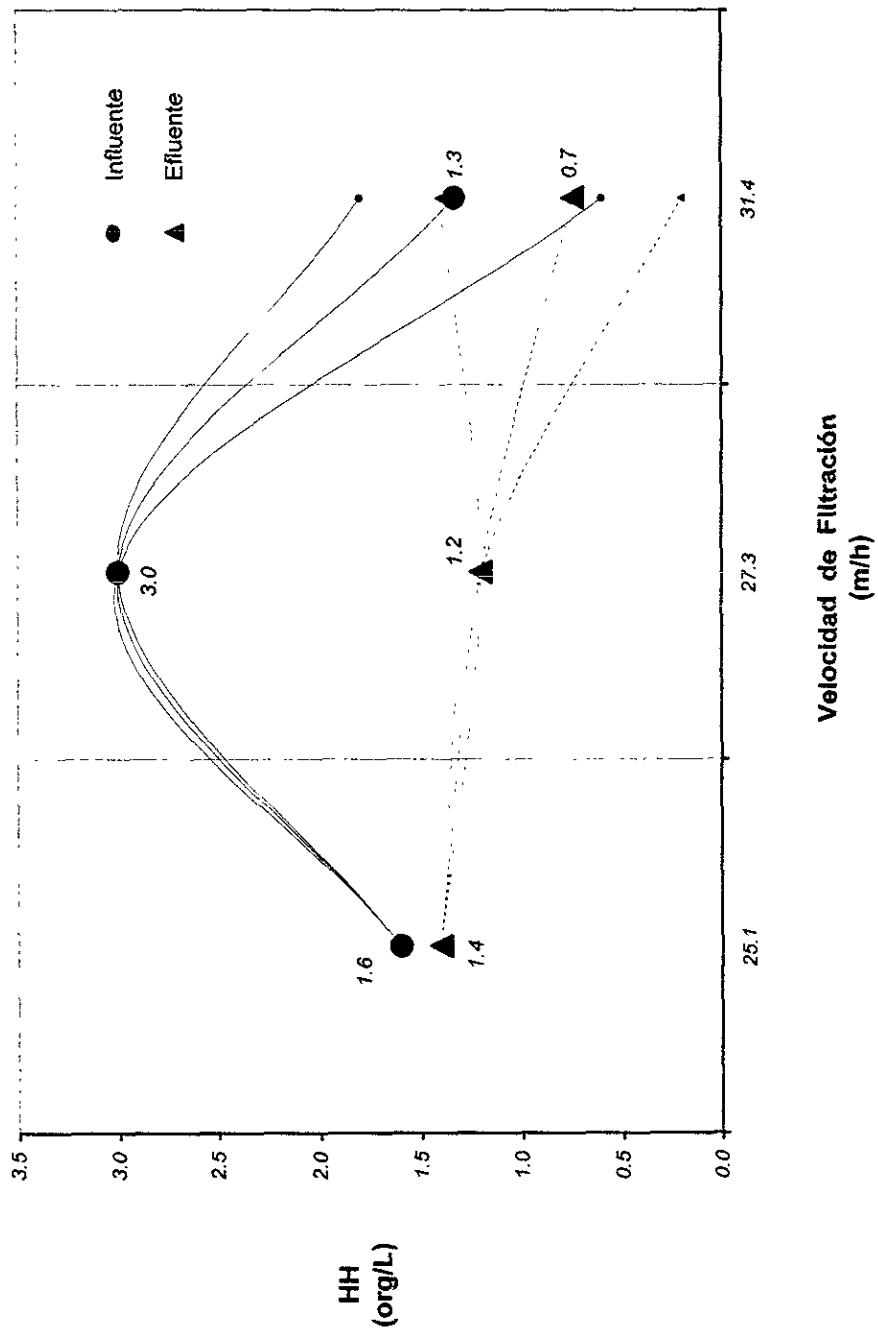


Figura 3.28. Remoción de Huevos de Helminto (TE 1.5 mm)

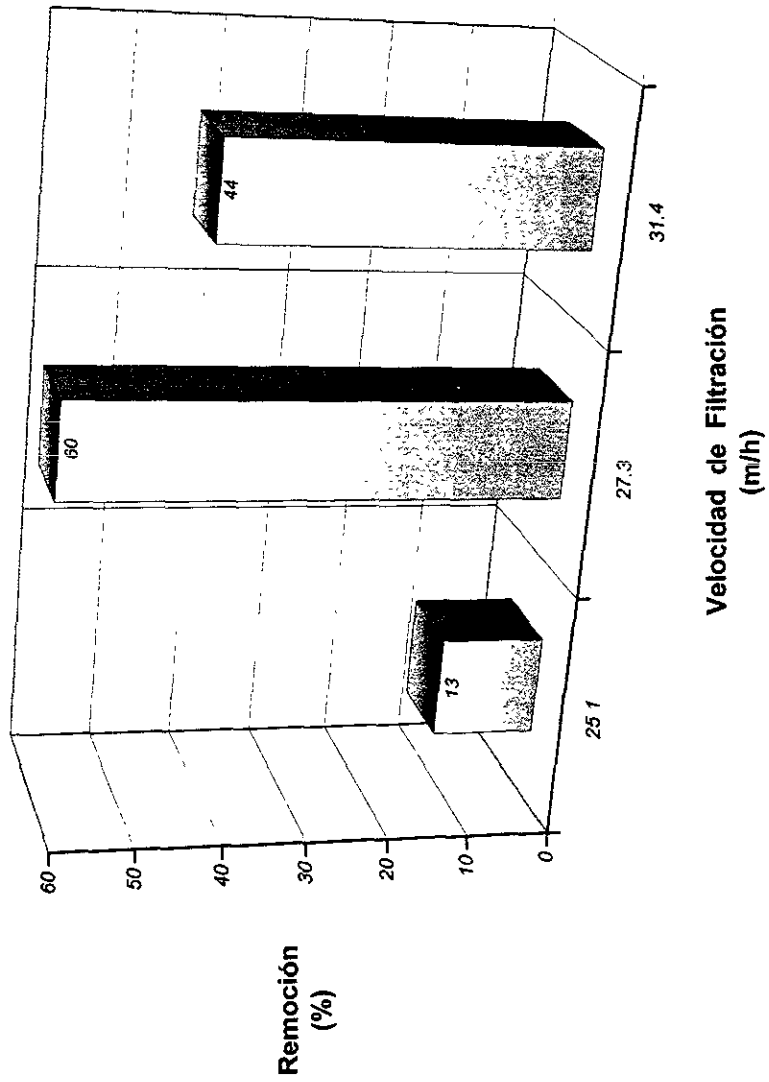


Figura 3.29. Huevos de Helminto (TE 1.9 mm)

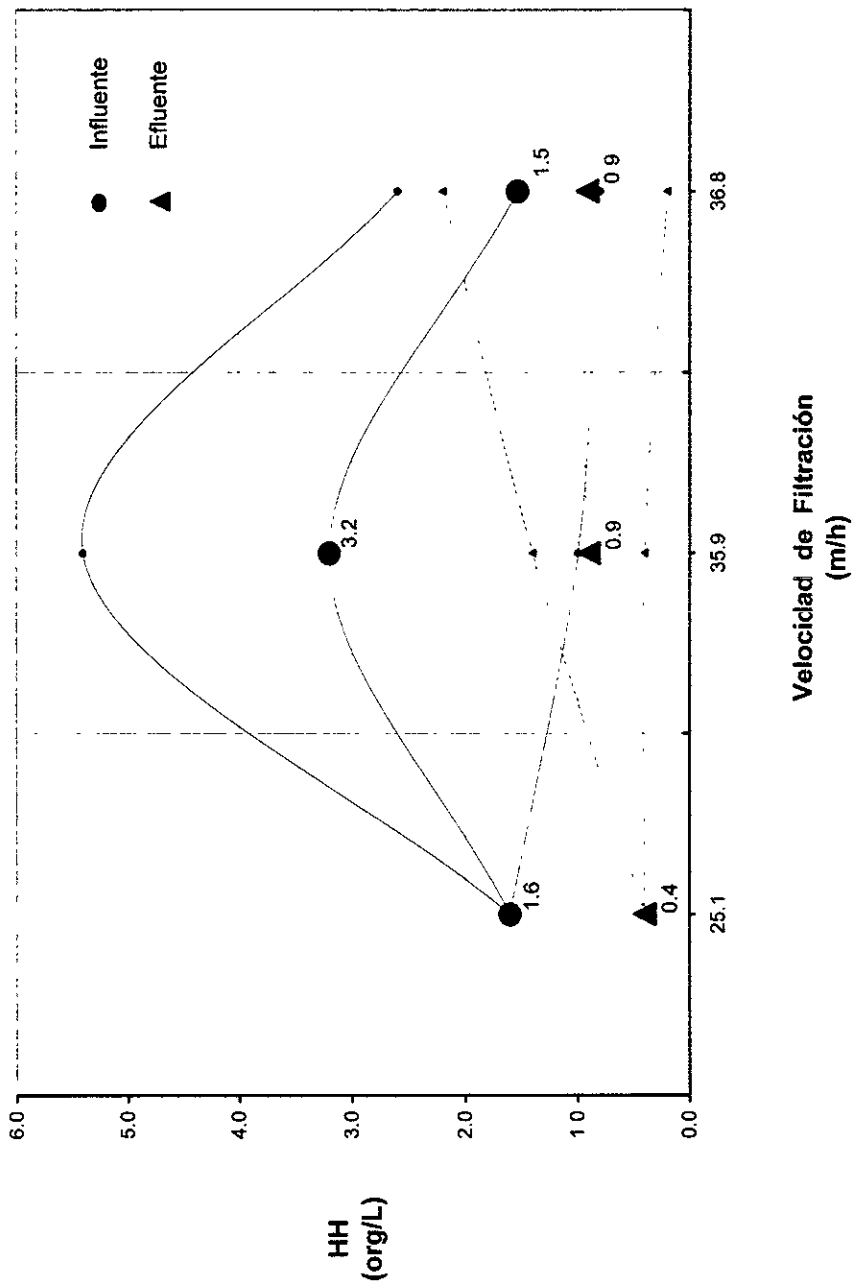


Figura 3.30. Remoción de Huevos de Helminto (TE 1.9 mm)

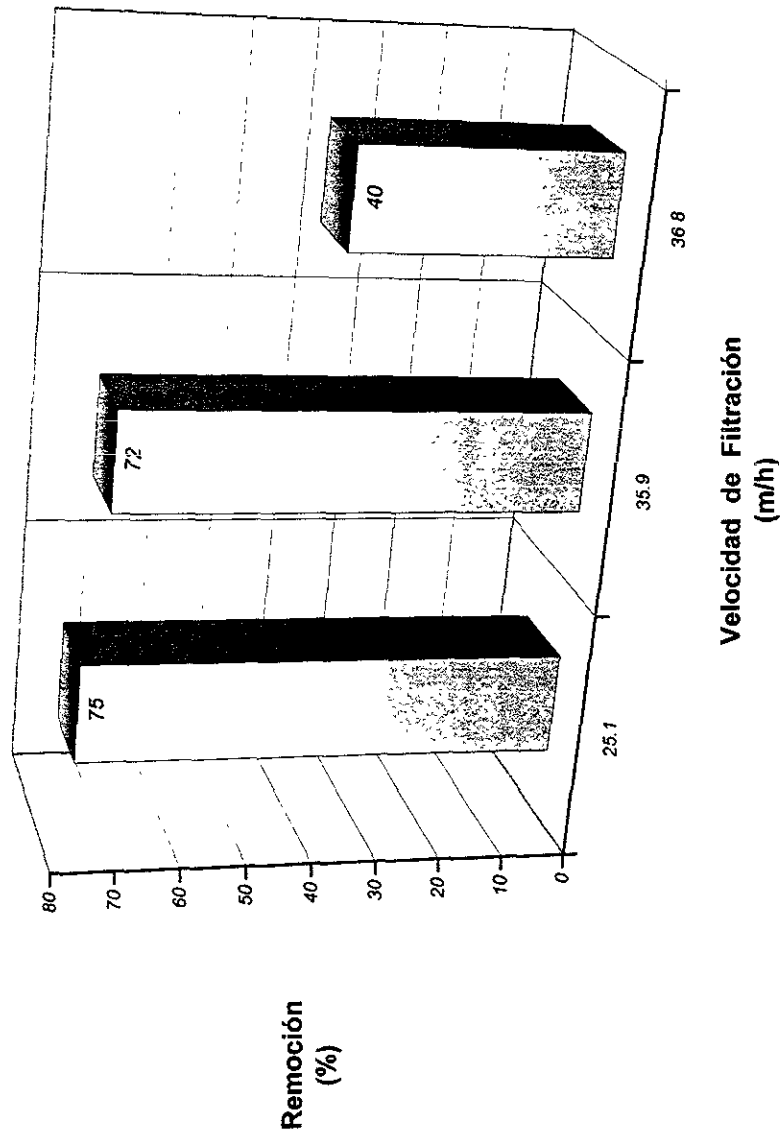


Figura 3.31. Comportamiento de la presión con respecto al tiempo

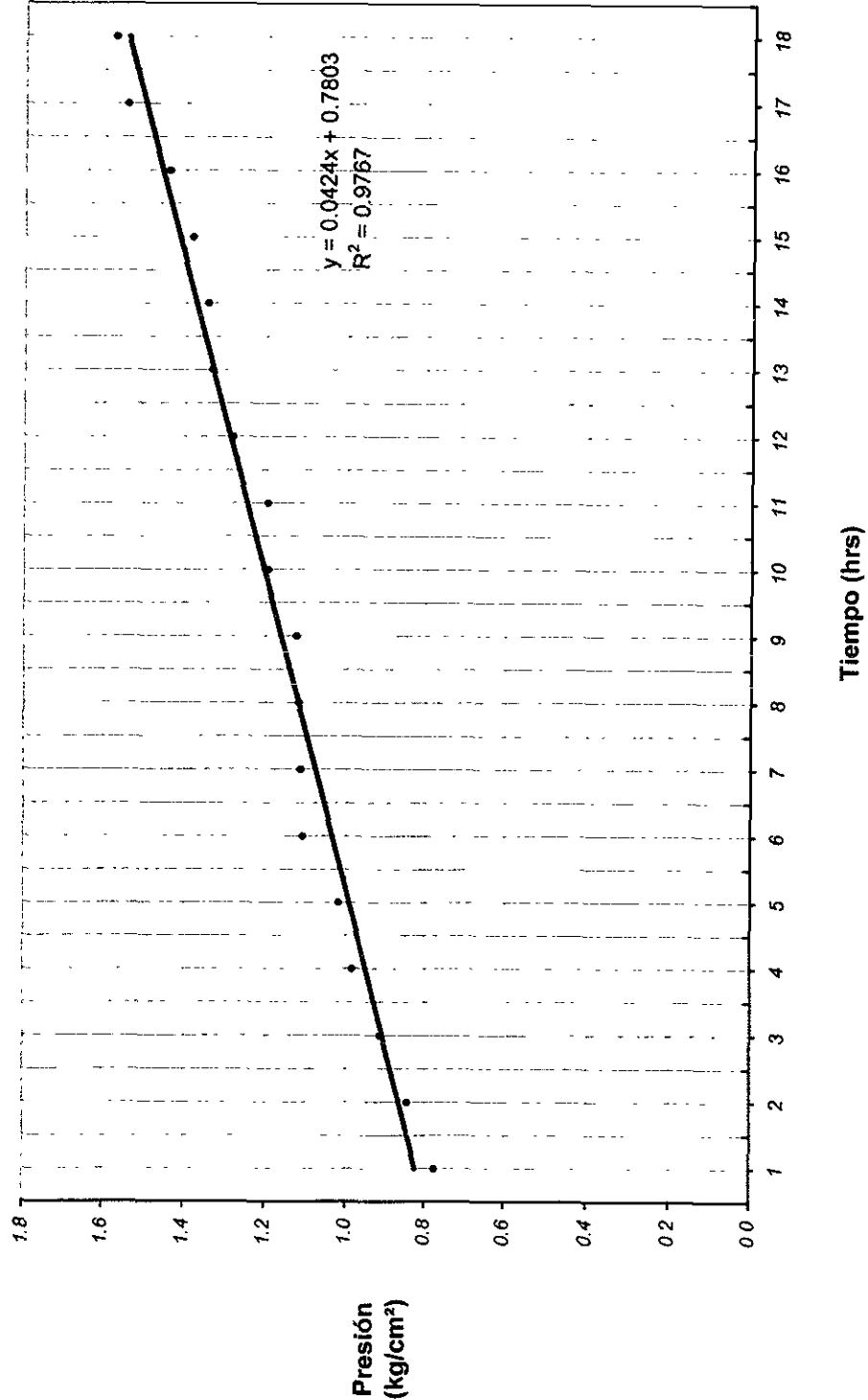
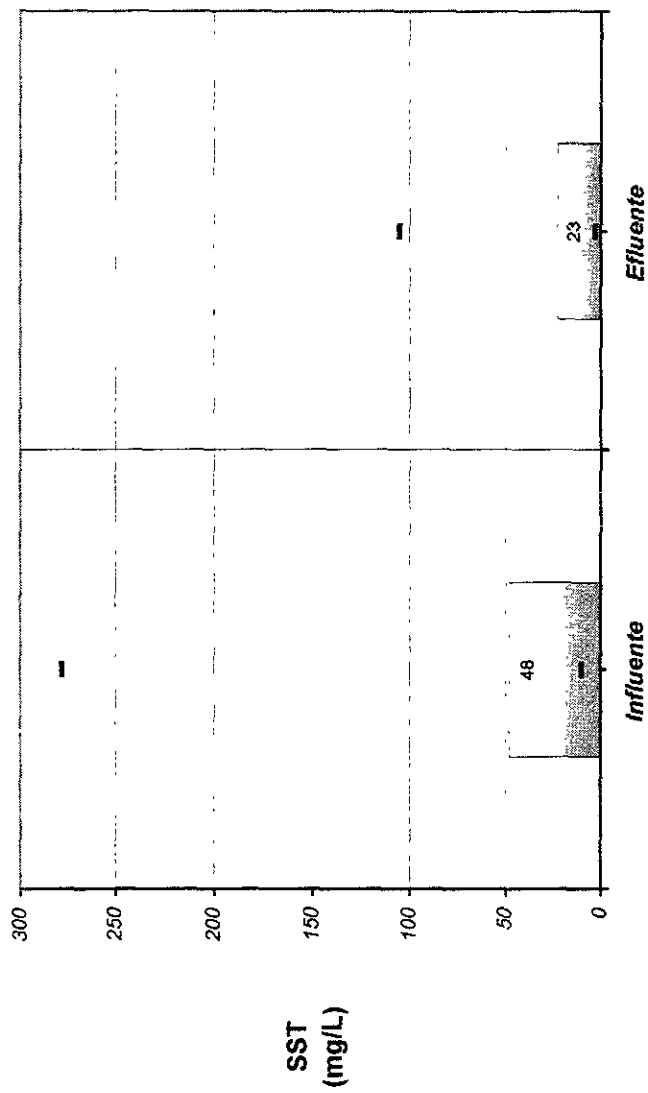


Figura 3.32. Sólidos Suspendedos (TE 1.3 mm)



3.2.2.2. Turbiedad

Con respecto a la turbiedad, el influente alcanzó una concentración promedio de 44 UTN que al penetrar el medio de nuez se redujo a 31 UTN, tal y como se aprecia en la Figura 3.33. De acuerdo a la Figura 3.40, la remoción que se presentó de turbiedad fue del 29%.

3.2.2.3. Color

La concentración de color en el influente del filtro obtuvo un valor promedio de 193 unidades de Pt-Co (Figura 3.34), descendiendo la concentración en el efluente a 154 unidades de Pt-Co. Durante el proceso de filtración se consiguió una remoción de color del 20% (Figura 3.40).

3.2.2.4. Carga orgánica

En lo que corresponde a la carga orgánica total (DQOt), el influente presentó una concentración promedio de 202 mg/L en el influente y 170 mg/L en el efluente (Figura 3.35), generándose una remoción baja del 16% (Figura 3.40). La concentración de la carga orgánica soluble (DQOs) registró una concentración promedio de 160 y 125 mg/L en el influente y efluente respectivamente (Figura 3.36), presentándose una remoción del 22% (Figura 3.40)

3.2.2.5. Huevos de helminto

En la Figura 3.37 se resumen los resultados de la concentración de huevos de helminto tanto en el influente como en el efluente del filtro. En dicha gráfica se observa que 19 de 22 muestras cumplen ampliamente con los requerimientos de la NOM-001-ECOL-1996. De acuerdo a la Figura 3.38, el 50% de las muestras analizadas cuentan una concentración menor a 0.4 HH/L y el 86% es menor a 1 HH/L. La concentración promedio de Huevos de Helminto presente en el influente y efluente fue de 1.4 y 0.5 org/L respectivamente (Figura 3.38), lo que significa que se removió un 62% de Huevos de Helminto (Figura 3.40).

Figura 3.33. Turbiedad (TE 1.3 mm)

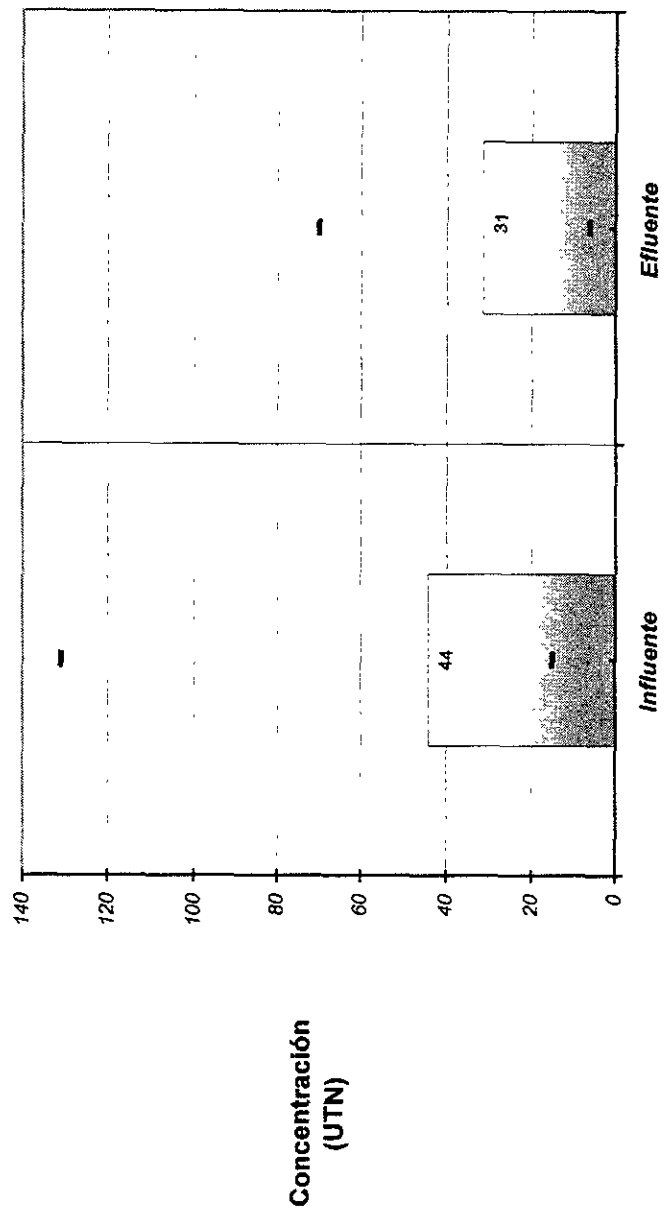


Figura 3.34. Color (TE 1.3 mm)

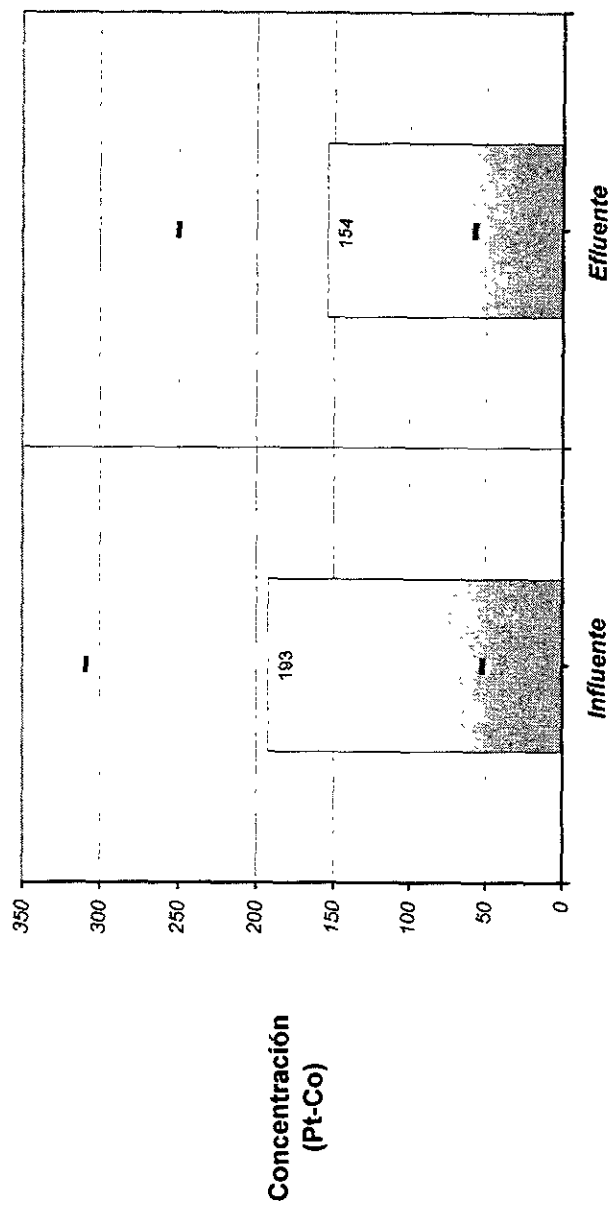


Figura 3.35. Carga Orgánica Total (TE 1.3 mm)

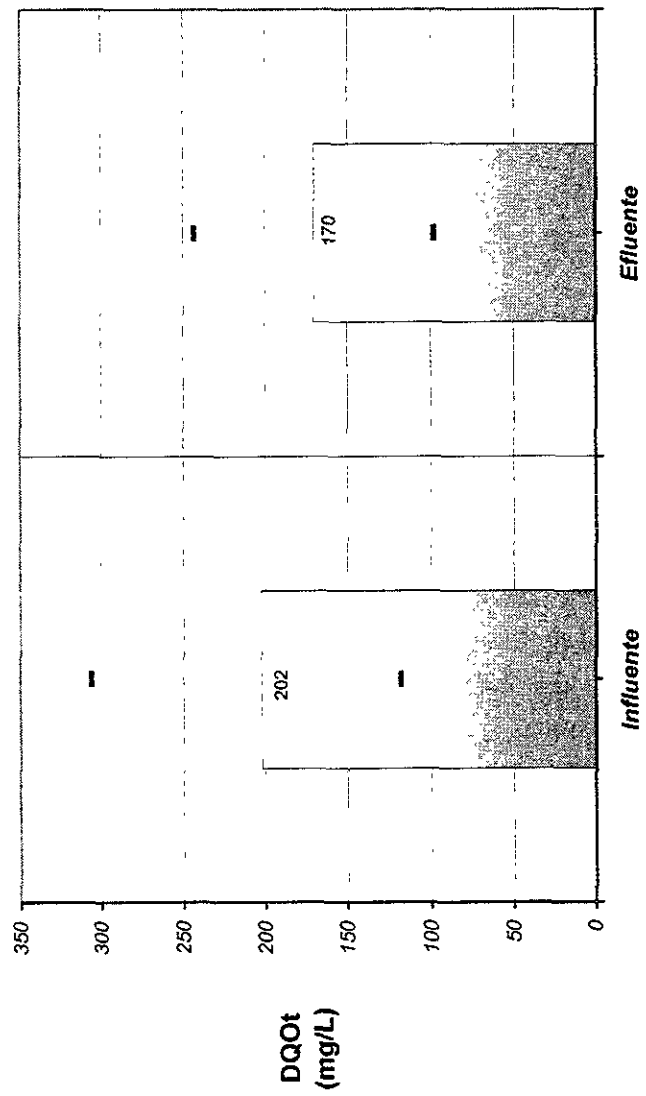


Figura 3.36. Carga Orgánica Soluble (TE 1.3 mm)

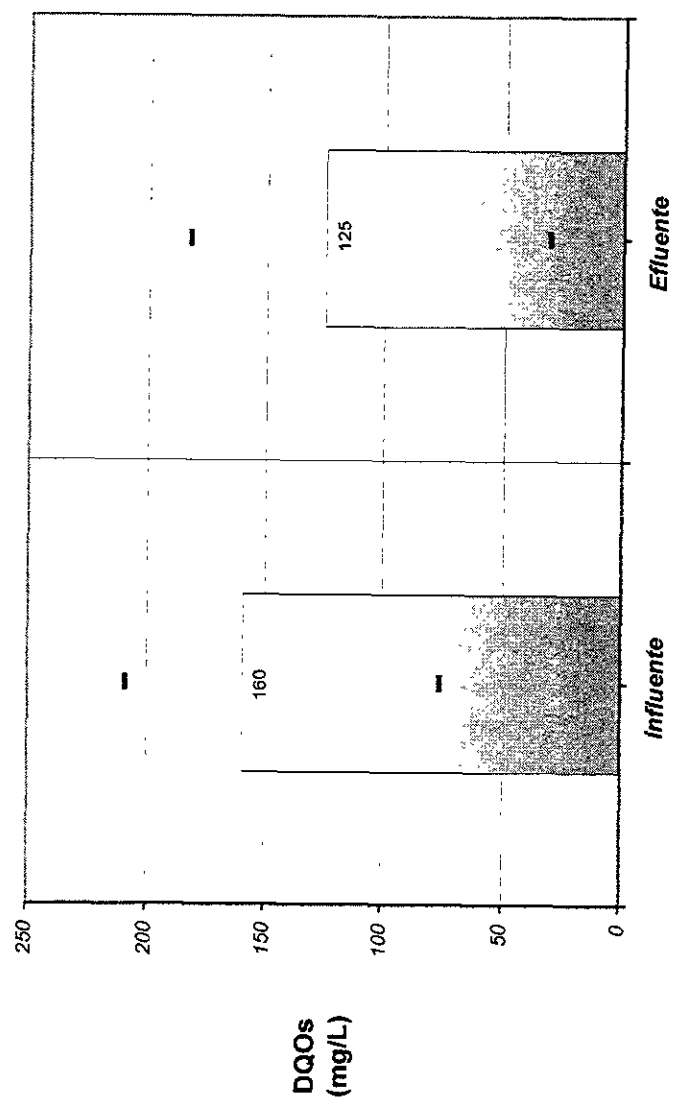
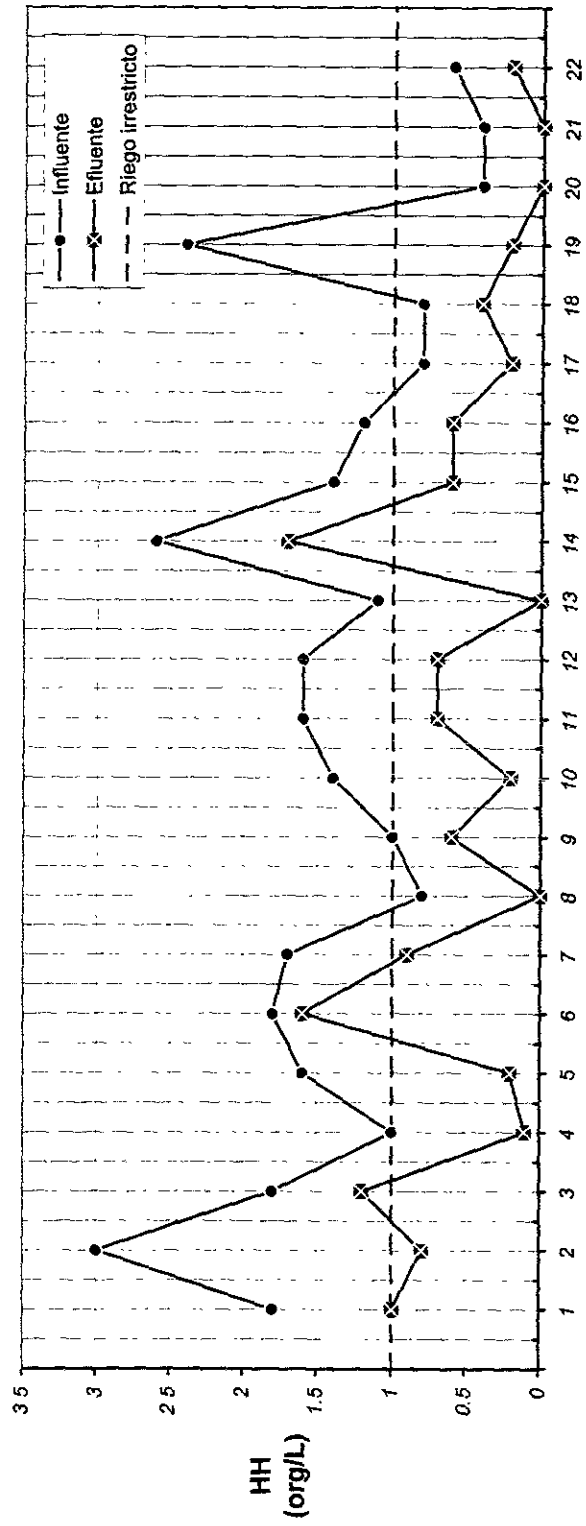


Figura 3.37. Comportamiento de la concentración de Huevos de Helminto en el medio de Nuez



Número de muestras tomadas

Figura 3.38. Distribución de frecuencias acumuladas de Huevos de Helminto en el efluente del filtro con medio de Nuez

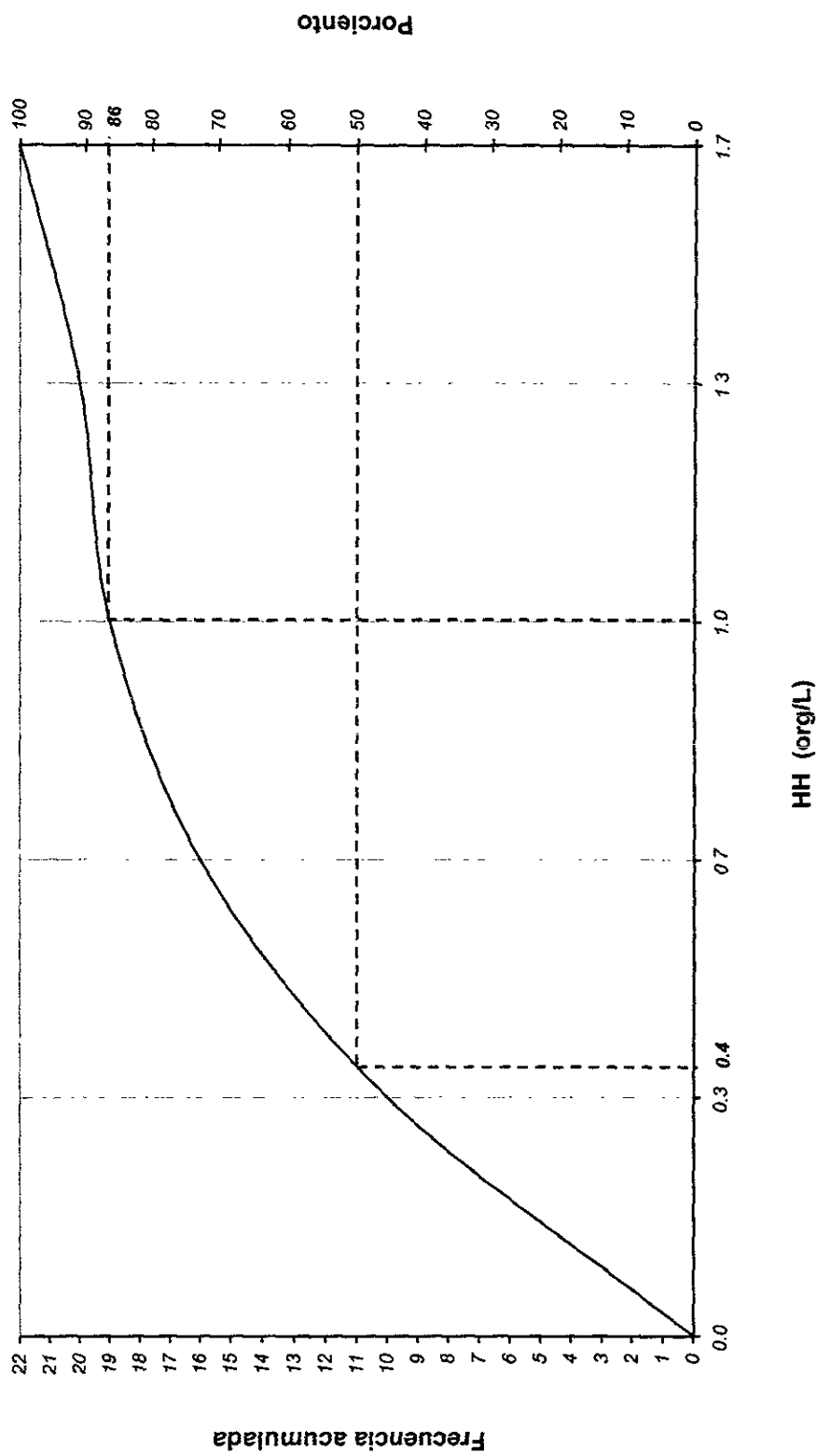


Figura 3.39. Huevos de Helminto (TE 1.3 mm)

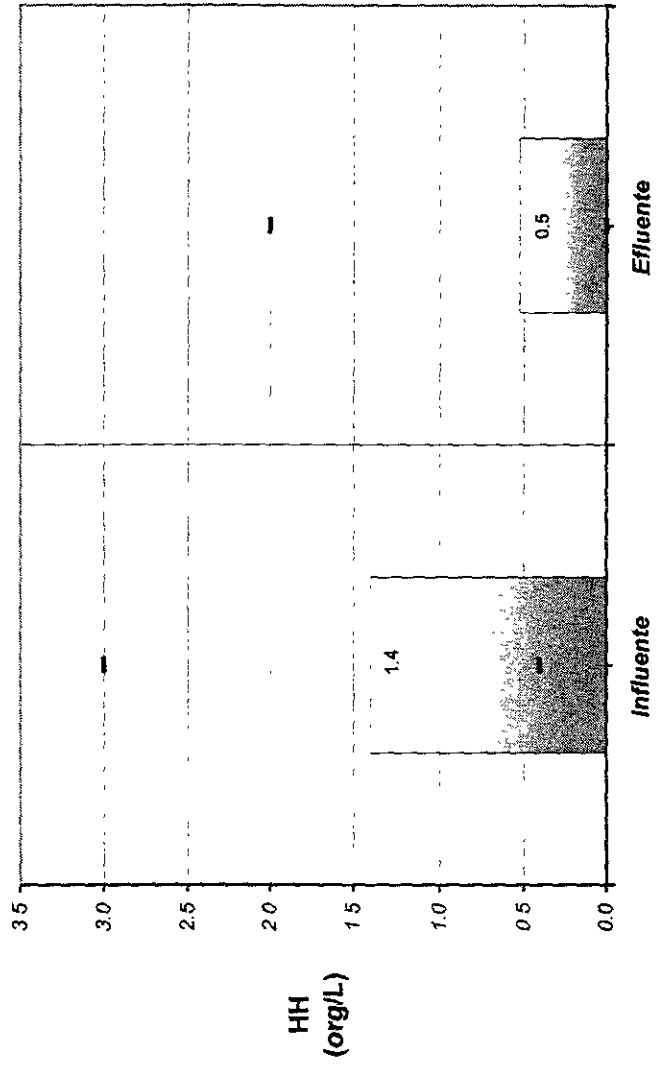
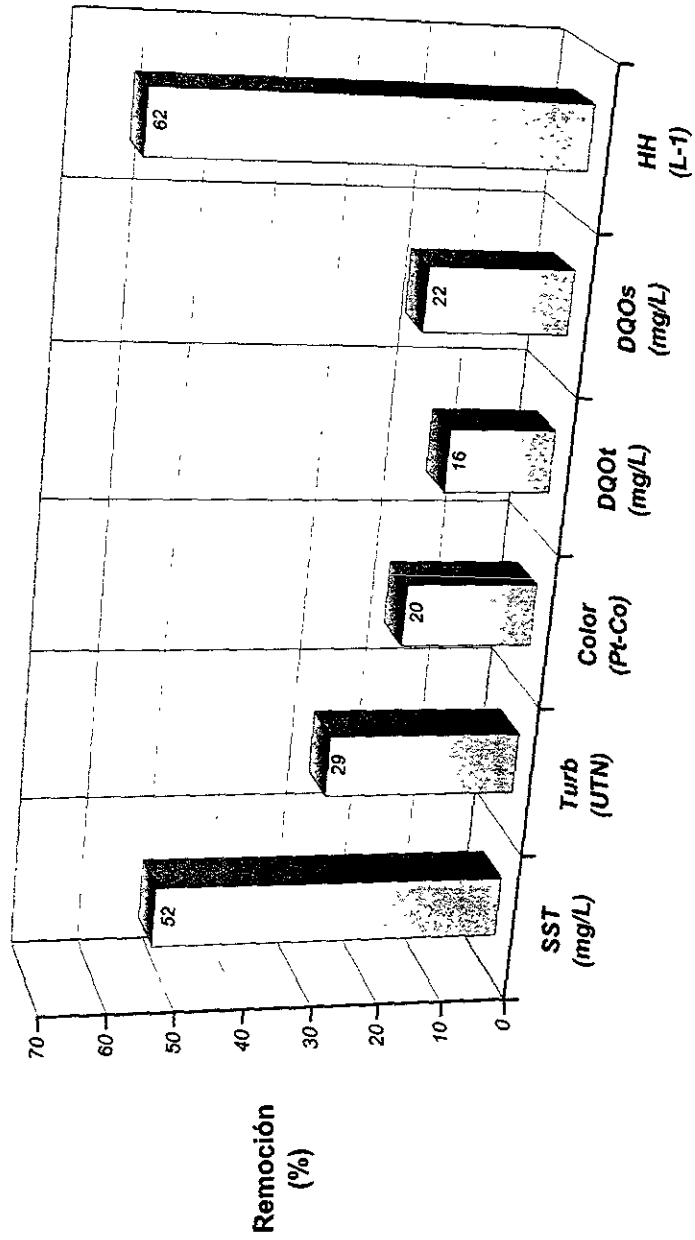


Figura 3.40. Remoción promedio (TE 1.3 mm)



3.3. Resumen comparativo

3.3.1. Parámetros de operación

Debido a que el agua residual del Emisor Central "El Salto" se empleó para analizar el funcionamiento de los dos filtros en forma paralela, es posible comparar la calidad del agua filtrada que generan, de tal forma que podemos determinar cual de estos dos filtros presenta una mejor eficiencia en el funcionamiento. En la Tabla 3.1 se presentan las características principales de los dos sistemas de filtración.

Tabla 3.1. Características principales del sistema de filtración

Parámetro	Medio Filtrante	
	Arena	Nuez
Dirección de flujo	Descendente	Descendente
Fuerza motriz	Gravedad	Presión
Medio filtrante	Simple	Simple
Espesor del medio (cm)	81	81
Tamaño efectivo (mm)	1.5 1.9	1.3
Coefficiente de uniformidad	1	1
Área efectiva (m ²)	0.05	0.061
Diámetro (cm)	25.4	28
Δp (mca)	2.80	-
Presión (kg/cm ²) entrada, salida	-, -	1.8, 0.7
Tasa de filtración (m/h)	25.1, 27.3 y 31.4 25.1, 35.9 y 36.8	38.2
Duración de carrera (h)	12, 5 y 9 6, 8 y 8	7
Sistema de lavado	Agua y aire	Agua
Tasa de lavado (m/h) Agua, aire	45.4, 110	62, -
Duración de lavado (min) Agua, aire	6, 2	20, -

Con los datos del área efectiva, la tasa de lavado y el tiempo de carrera presentados en la Tabla 3.1, se puede determinar el volumen promedio de agua filtrada que generó tanto el filtro con medio de arena como el medio de nuez. El volumen promedio de agua filtrada por el medio de arena fue de 12 m^3 , menor al medio de nuez que alcanzó un volumen de 16 m^3 pues tuvo una duración de carrera de 7 horas de trabajo en promedio mientras que el medio de arena solamente alcanzó 5.7 horas. Además la tasa de filtración del medio de nuez es 1.3 veces mayor que las tasas que presenta el medio de arena.

Para que se genere la misma cantidad de agua en los dos filtros se requerirá aumentar el área efectiva del filtro con medio de arena, es decir, que cuente con una superficie de 0.17 m^2 , 3.4 veces mayor que la original.

Con respecto al consumo de agua durante el lavado de cada filtro, el medio de arena tenía a disposición 0.23 m^3 que podía ser usado a razón de $45.6 \text{ m}^3/\text{h}$ durante 6 minutos, empleando 1.9% del volumen filtrado. El medio de nuez utilizó 0.48 m^3 a razón de $62 \text{ m}^3/\text{h}$ durante 20 minutos, representando el 3% del volumen filtrado. Por lo tanto, el medio de arena consume menos agua que el medio de nuez al realizar el lavado.

3.3.2. Selección del medio de filtración

Se ha mencionado que el propósito de éste estudio es determinar el medio de filtración que permita remover la mayor cantidad de huevos de helminto presente en la fase líquida. Por lo tanto, la remoción de huevos de helminto es uno de los principales parámetros para definir el medio que se requiere en el proceso de filtración.

A lo largo de la discusión de los resultados se observó que algunos parámetros de control (especialmente huevos de helminto) cuentan únicamente con el análisis de una muestra, por lo que se ha decidido eliminar las tasas de filtración correspondientes debido a que el valor obtenido no es representativo de la calidad del agua durante un periodo de investigación.

En lo que corresponde a huevos de helminto, el medio de arena con TE de 1.9 mm que trabajó a una velocidad de $35.9 \text{ m}/\text{h}$ presenta una remoción del 72%, superando al medio

de nuez que tan sólo logró remover el 62% (Figura 3.41). Las tasas de filtración restantes del medio de arena obtuvieron remociones menores al 50%.

A pesar de la baja concentración de SST en el influente y efluente del sistema de filtración, el medio de nuez logró remover el 52% mientras que el medio de arena alcanza valores inferiores al 43% (Figura 3.42). De acuerdo a la Figura 3.42, la remoción de sólidos es independiente de la velocidad de filtración aplicada.

En el caso de la Turbiedad y Color, los medios filtrantes no presentaron remociones importantes (Figura 3.43 y 3.44). Sin embargo la tasa de 35.9 m/h del medio de arena remueve el 35% de turbiedad y el 28% de color, superando al medio de nuez pues alcanza valores del 29 y 20% respectivamente. Cabe señalar que estas remociones no causan graves problemas si consideramos que el uso de esta agua es con fines agrícolas.

Con respecto a materia orgánica medida como DQOt y DQOs, el medio de arena presenta bajas remociones en comparación con el medio de nuez, pues de las tres tasas de filtración del medio de arena, la tasa de 35.9 m/h alcanza un valor mínimo del 10 y 6% de DQOt y DQOs mientras que el medio de nuez presenta remociones del 16 y 22% respectivamente (Figura 3.45 y 3.46). Como se observa en la Figura 3.46 el medio de arena solamente presentó información con respecto al TE de 1.9 mm. Además las bajas remociones son importantes ya que el proceso de tratamiento debe limitar en lo posible la eliminación de materia orgánica.

Es importante hacer hincapié que el diseño y construcción de los filtros a cielo abierto que trabajan a gravedad resultan ser más económicos, alrededor del 40%, en comparación a los filtros que utilizan la presión como fuerza motriz ya que no ofrecen ventajas comerciales a las empresas especializadas en el diseño y construcción de filtros a presión, siempre y cuando los caudales a tratar sean grandes.

Por lo tanto, a pesar de que el sistema de filtración no cumple perfectamente con la remoción de huevos de helminto debido a la mala operación del TPA, se determinó diseñar el filtro de arena con TE de 1.9 mm con tasa de 35.9 m/h desde el punto de vista hidráulico con fines prácticos ya que nos ofrece mayores ventajas.

Figura 3.41. Huevos de Helminto

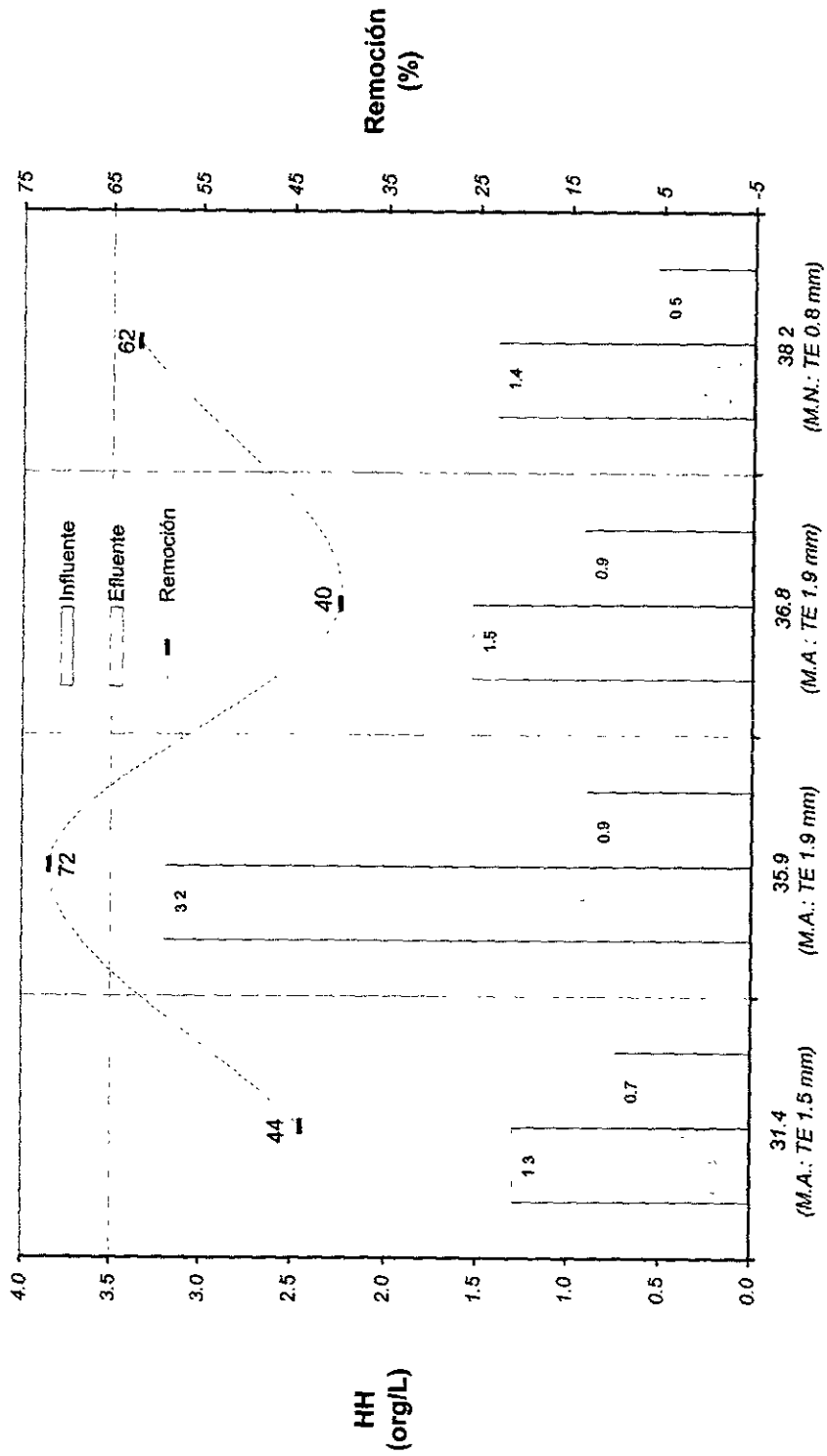


Figura 3.42. Sólidos Suspendidos Totales

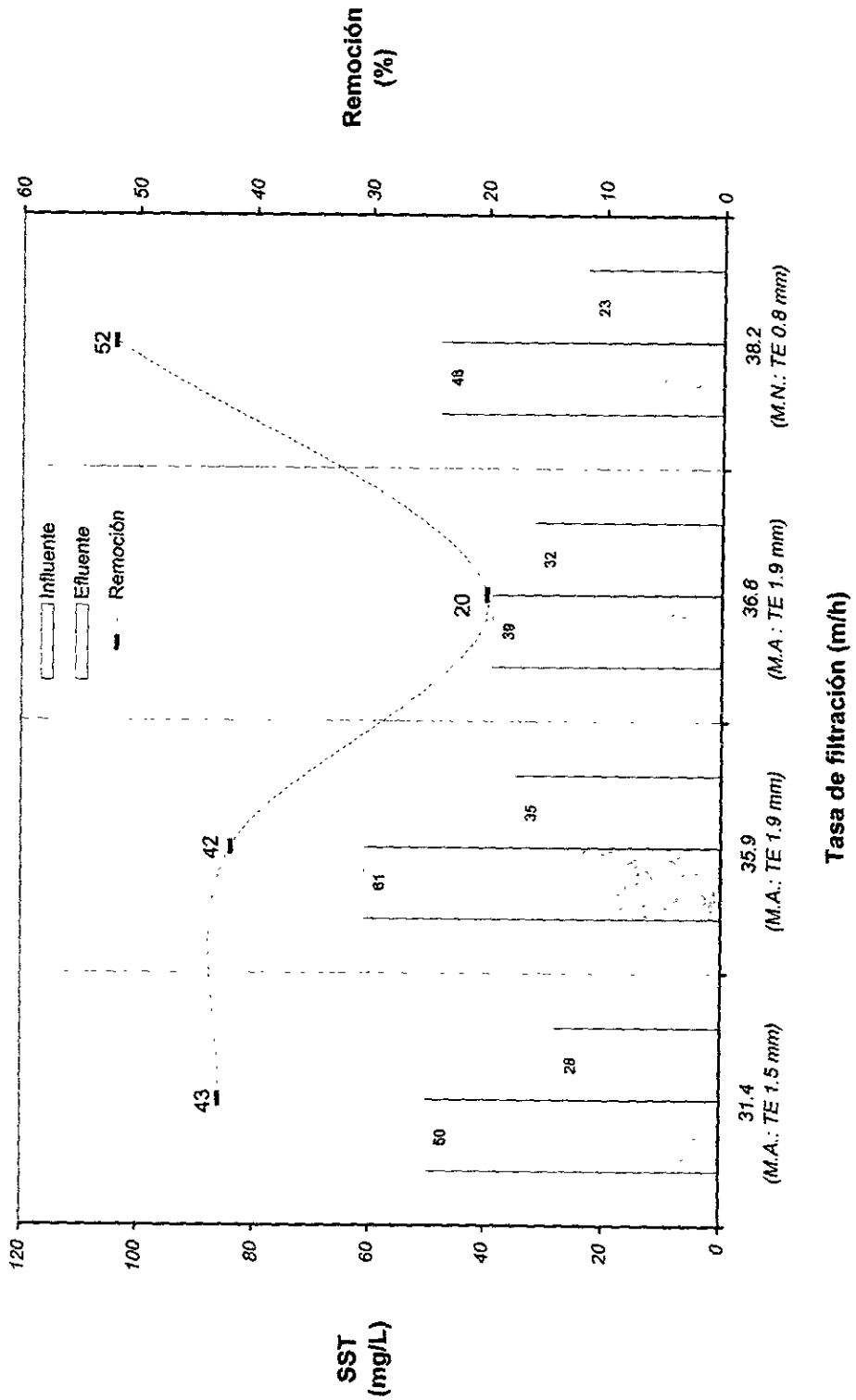


Figura 3.43. Turbiedad

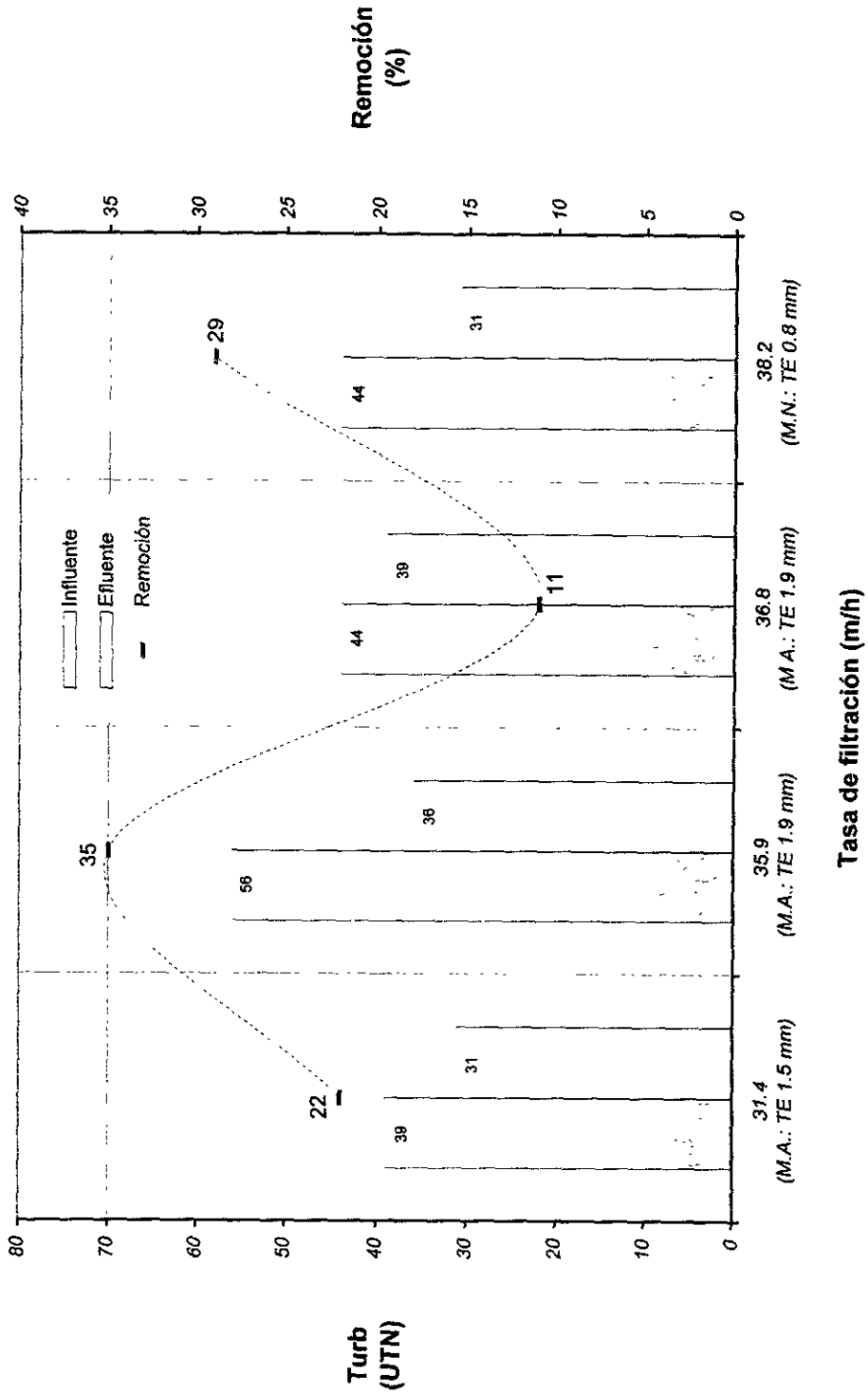
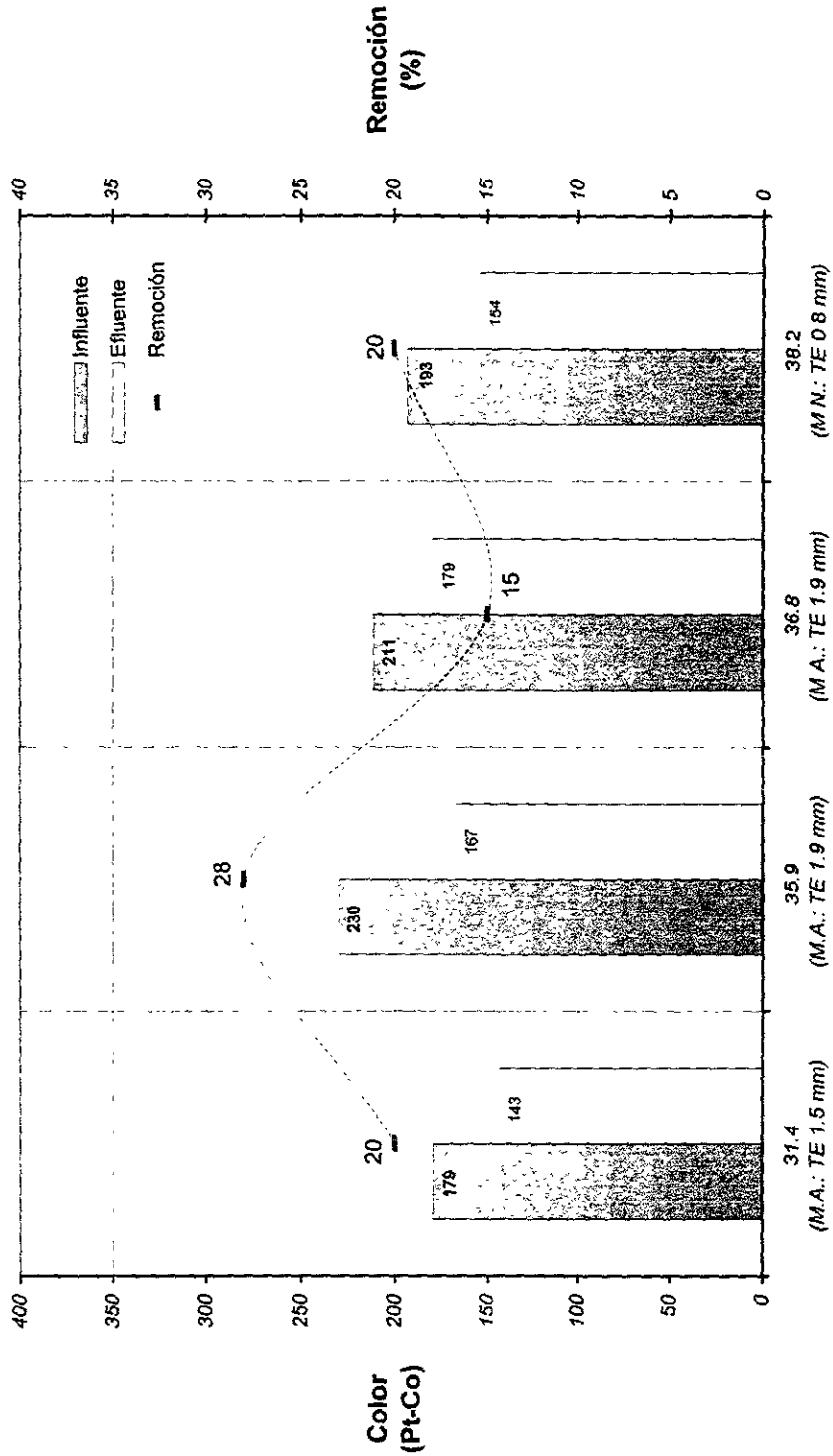


Figura 3.44. Color



Tasa de filtración (m/h)

Figura 3.45. Carga Orgánica Total

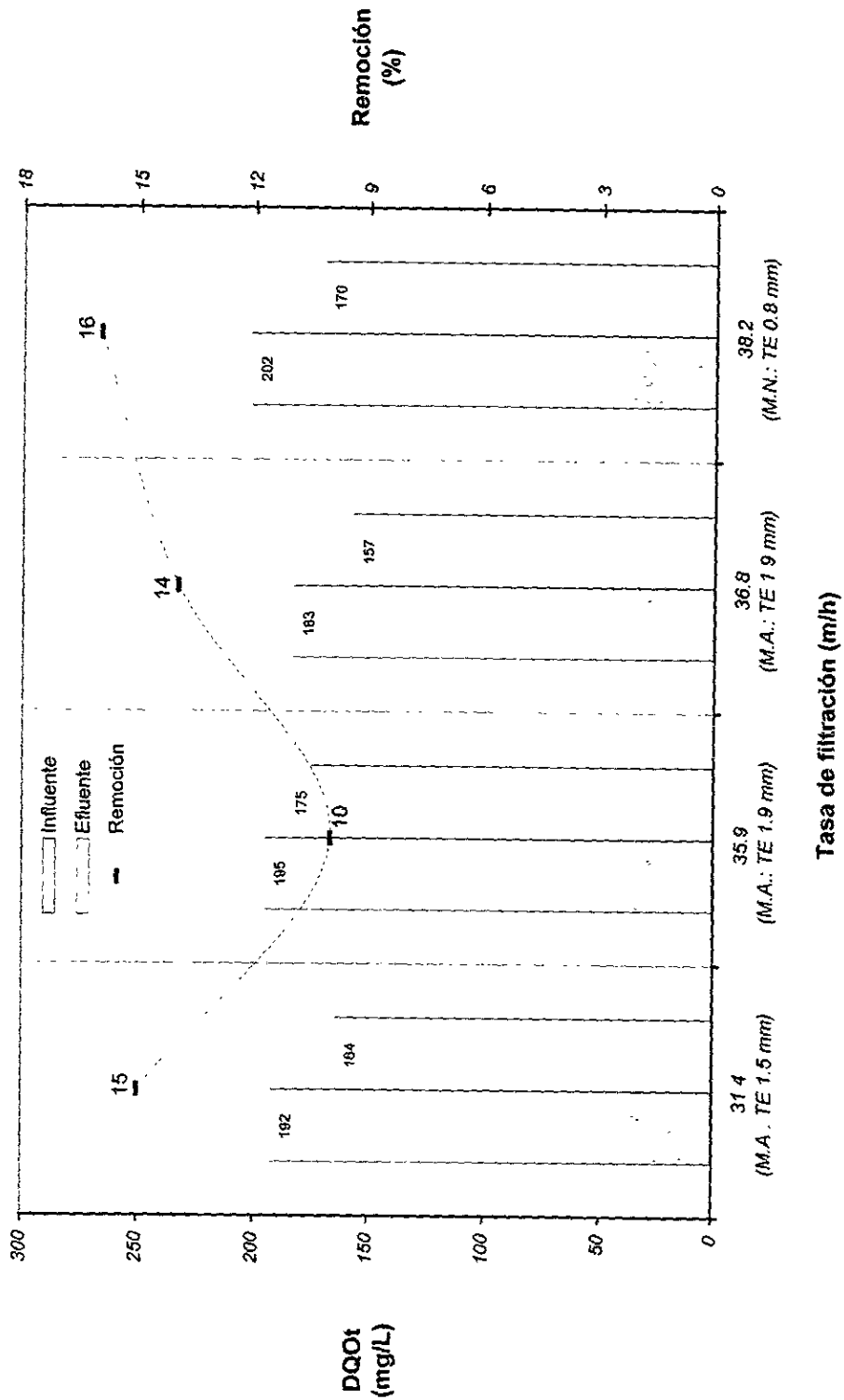
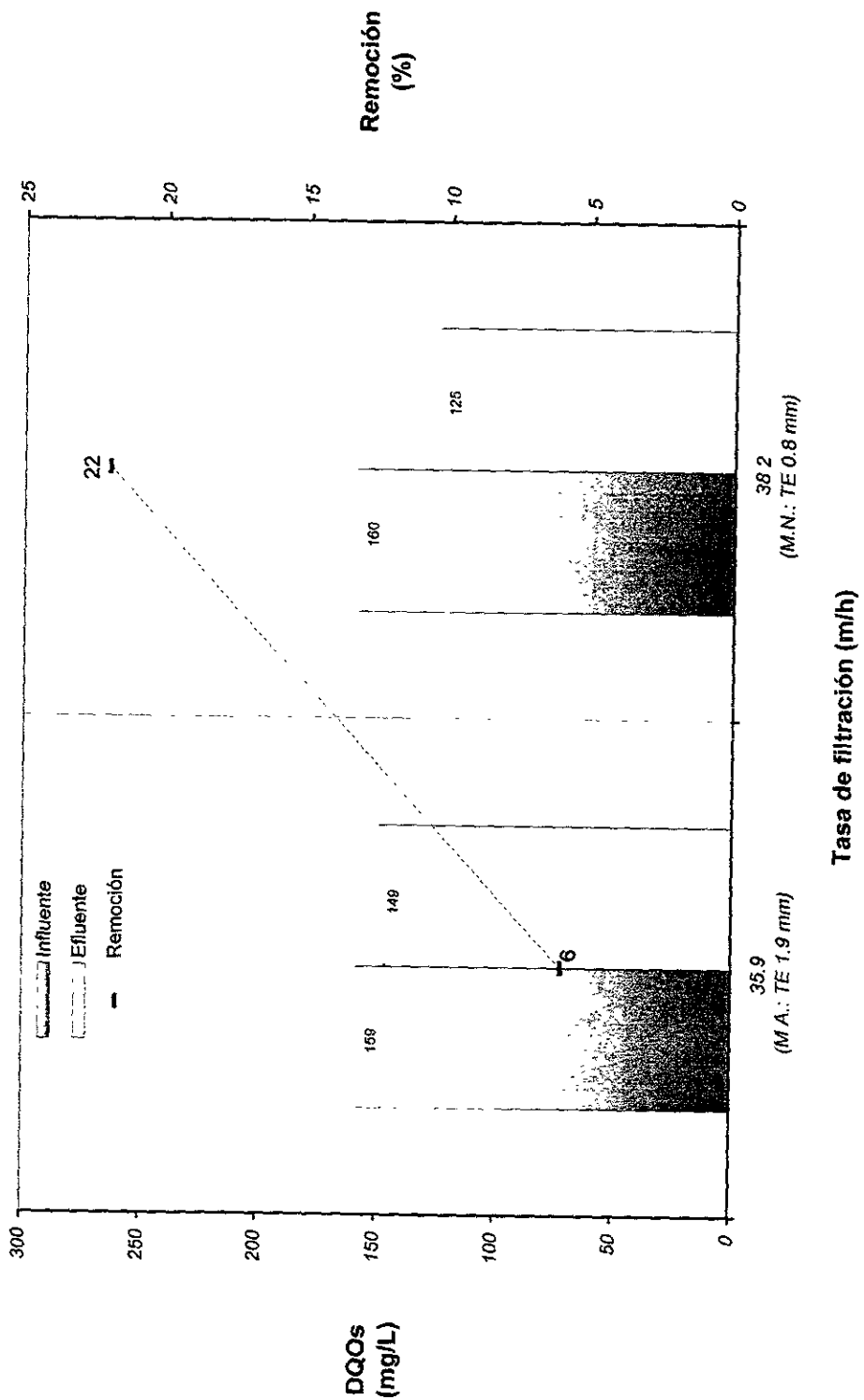


Figura 3.46. Carga Orgánica Soluble



CAPÍTULO IV

Diseño del Sistema de Filtración

4. DISEÑO DEL PROCESO DE FILTRACIÓN

4.1. Datos de diseño

Caudal: 15 m³/s

Tipo de medio: Arena silíceo

Espesor del medio de arena: 81 cm

TE: 1.9 mm

CU: 1

Porosidad: 0.42

Esfericidad: 0.75

Gravedad específica: 2.65

Tasa de filtración: 35.9 m/h

Tasa de lavado con agua: 45.6 m/h

Tasa de lavado con aire: 110 m/h

Tiempo de lavado con agua: 6 minutos

Tiempo de lavado con aire: 2 minutos

Pérdida de carga máxima: 2.8 mca

4.2. Número de filtros

En la actualidad, existen fórmulas empíricas que relacionan la capacidad total y el número de unidades de filtración de una planta de tratamiento, pero su valor es relativo ya que depende esencialmente del precio de los materiales y éstos, además de ser inestables no guardan una relación constante entre ellos.

Para determinar el número de unidades filtrantes más conveniente se empleará la ecuación de Morrill y Wallace (Kawamura, 1991):

$$N = 1.2 \sqrt{Q} \quad (18)$$

Donde Q es el gasto en mgd (1 mgd = 43.82 L/s)

Como $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\Rightarrow Q = \frac{15000 \text{ L/s}}{43.82 \text{ L/s}} = 342.31 \text{ mgd}$$

Sustituyendo en la ecuación (18):

$$N = 1.2\sqrt{342.31} = 22.2$$

\therefore Se requieren de 22 unidades de filtración

4.3. Dimensiones de cada unidad de filtración

Para determinar las dimensiones de los filtros, primero se calculará el área requerida de cada unidad mediante la siguiente ecuación:

$$Q = AV \tag{19}$$

Donde Q : Caudal de diseño (m^3/s)
 A : Área requerida (m^2)
 V : Velocidad de filtración de diseño (m/s)

Como $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s} = 54000 \text{ m}^3/\text{h}$
 $V = 35.9 \text{ m}/\text{h}$

De la ecuación (19) se obtiene:

$$A = \frac{Q}{V} \tag{20}$$

$$\therefore A = \frac{54000 \text{ m}^3/\text{h}}{35.9 \text{ m}/\text{h}} = 1504.18 \text{ m}^2$$

Dividiendo el área entre el número de filtros:

$$\frac{1504.18 \text{ m}^2}{22 \text{ filtros}} = 68.4 \text{ m}^2 \text{ por unidad de filtración}$$

Si empleamos el área anterior para determinar las dimensiones de cada celda de filtración se requerirá de mayor cantidad de materiales de construcción para resistir las cargas del agua, es decir, la pared que corre a lo largo de la longitud L del agua será muy robusta. Para evitar esto, cada unidad de filtración tendrá una pared divisoria localizada a una distancia $\frac{1}{2}L$, por lo que se requerirán 44 unidades de filtración.

$$\therefore \frac{1504.18 \text{ m}^2}{44 \text{ filtros}} = 34.2 \text{ m}^2 \text{ por filtro}$$

Además se sabe que:

$$A = LB \quad (21)$$

Donde: L: Largo del filtro (m)
B: Ancho del filtro (m)

De acuerdo a las consideraciones de diseño de Kawamura, 1991, se recomienda una relación de L/B comprendida de 1.2 a 2, por lo que se tomará una relación de:

$$\frac{L}{B} = 2$$

$$\Rightarrow L = 2B$$

Sustituyendo en la ecuación (21):

$$34.2 \text{ m}^2 = 2B^2$$

Despejando el ancho del canal:

$$B = 4.14 \text{ m}$$

$$\therefore L = 2(4.14 \text{ m}) = 8.28 \text{ m}$$

Para facilitar los procesos constructivos, cada unidad de filtración tendrá las siguientes medidas:

$$L = 8.5 \text{ m}$$

$$B = 4.0 \text{ m}$$

$$A = 34 \text{ m}^2$$

De acuerdo a las dimensiones anteriores y despejando V de la ecuación (19) se determinará la tasa de filtración:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (22)$$

$$V = \frac{54000 \text{ m}^3 / \text{h}}{44 \text{ filtros } (8.5 \text{ m})(4 \text{ m})} = 36.09 \text{ m/h}$$

$$\text{Como } 35.9 \text{ m/h} \approx 36.09 \text{ m/h}$$

⇒ Se aceptan las dimensiones calculadas

Por lo tanto se tendrán **44 unidades de filtración** con **8.5 m de largo** y **4 m de ancho** cada una

4.4. Espesor del medio filtrante

El espesor del medio arena que se utilizará es de 81 cm con un TE de 1.9 mm (Ver datos de diseño).

Con el fin de proporcionar una mejor distribución del agua durante el lavado y evitar que los pequeños granos de la arena entren y obturen el sistema de bajo dren del filtro, se colocará un medio de soporte de grava con 45 cm de espesor constituido por cinco estratos con diferente granulometría, tal y como se muestra en la Figura 4.1.

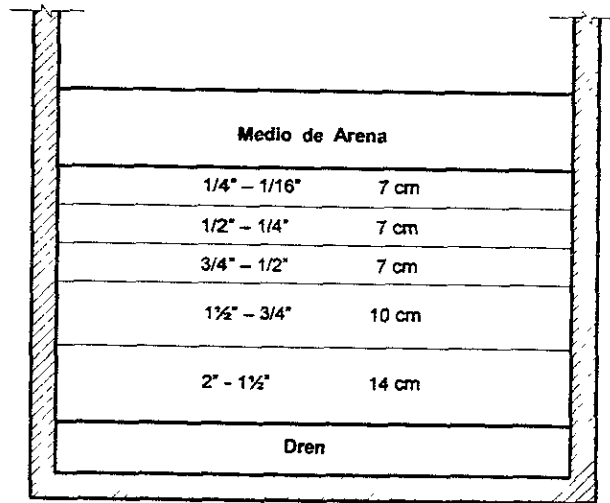


Figura 4.1. Espesor de cada estrato del medio de soporte

Es importante señalar que las paredes que se encuentran en contacto con el medio de filtración tendrán una superficie rugosa para evitar que el agua se deslice sin filtrarse a través de la arena.

4.5. Velocidad y gasto de lavado

El proceso de lavado del filtro se realizará con agua y aire simultáneamente con una duración de 6 y de 2 minutos, respectivamente (Ver datos de diseño).

Sustituyendo el área del filtro y la velocidad de lavado con agua en la ecuación (19):

$$Q = 34 \text{ m}^2 (45.6 \text{ m/h}) = 1550.4 \text{ m}^3/\text{h} = 25.8 \text{ m}^3/\text{min}$$

Pero:

$$Q = \frac{V}{t} \quad (23)$$

Donde: v: Volumen (m³)
t: Tiempo (min)

Despejando el volumen de la ecuación (23) y sustituyendo el tiempo de lavado con agua:

$$v = Q \cdot t = 25.8 \text{ m}^3/\text{min} (6 \text{ min}) = 154.8 \text{ m}^3$$

En lo que respecta al lavado con aire, la velocidad que se aplicará será de 110 m/h durante 2 minutos (Ver datos de diseño).

Sustituyendo en la ecuación (19):

$$Q = 34 \text{ m}^2 (110 \text{ m/h}) = 3740 \text{ m}^3/\text{h} = 62.3 \text{ m}^3/\text{min}$$

De la ecuación (23) se obtiene:

$$v = 62.3 \text{ m}^3/\text{min} (2 \text{ min}) = 124.6 \text{ m}^3$$

Por lo tanto en el proceso de lavado con agua se empleará un **caudal de 25.8 m³/min** a una **tasa de filtración de 45.6 m/h** durante **6 minutos**, requiriéndose un **volumen de 154.8 m³**; mientras que en el lavado con aire el caudal será de **62.3 m³/min** a una **tasa de filtración de 110 m/h** durante **2 minutos** con un **volumen de 124.6 m³**.

4.6. Expansión del medio de arena durante el lavado

La altura de expansión del medio se determinará mediante la siguiente ecuación (Reynolds y Richards, 1996):

$$X_e = (1 - \varepsilon) X \sum \frac{W}{1 - \varepsilon_e} \quad (24)$$

Siendo:

$$\varepsilon_e = \left(\frac{V}{V_s} \right)^{0.22} \quad (25)$$

$$V_s = \left[\frac{4gd(S_s - 1)}{3C} \right]^2 \quad (26)$$

$$C = \frac{24}{Re} \quad \text{cuando } Re < 1 \quad (27)$$

$$C = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34 \quad \text{cuando } 1 < Re < 10,000 \quad (28)$$

$$Re = \frac{\phi d V}{\nu} \quad (29)$$

- Donde:
- X_e : Expansión del medio de arena (m)
 - ε : Porosidad del medio
 - X : Altura del medio (m)
 - W : Peso retenido (%)
 - ε_e : Porosidad del medio expandido
 - V : Velocidad de lavado (m/s)
 - V_s : Velocidad superficial (m/s)
 - g : Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)
 - d : Tamaño específico (m)
 - S_s : Gravedad específica del medio
 - Re : Número de Reynolds
 - ϕ : Esfericidad
 - ν : Viscosidad cinemática (m²/s)

Es importante destacar que en el proceso de lavado se debe presentar un flujo laminar, ya que si se presenta un flujo turbulento se puede perder parte del medio de filtración.

Para determinar el tipo de flujo que se presenta se puede recurrir a las condiciones del Número de Reynolds:

$Re < 2000$	\Rightarrow	Presencia de un flujo laminar
$2000 < Re < 10,000$	\Rightarrow	Presencia de un flujo de transición
$Re > 10,000$	\Rightarrow	Presencia de un flujo turbulento

Sustituyendo en la ecuación (29):

$$Re = \frac{0.75(0.0019 \text{ m})(0.013 \text{ m/s})}{1.003 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 18.5 > 1$$

Como Re es menor de 2000 indica que se presenta un flujo laminar, por lo tanto se acepta. Además, por ser mayor Re que 1 se sustituye en la ecuación (28):

$$C = \frac{24}{18.5} + \frac{3}{\sqrt{18.5}} + 0.34 = 2.3$$

Sustituyendo en la ecuación (26):

$$V_s = \left[\frac{4(9.81 \text{ m/s}^2)(0.0019 \text{ m})(2.65 - 1)}{3(2.3)} \right]^{1/2} = 0.13 \text{ m/s}$$

Sustituyendo en la ecuación (25):

$$\varepsilon_e = \left(\frac{0.013 \text{ m/s}}{0.13 \text{ m/s}} \right)^{0.22} = 0.6$$

$$\therefore \sum \frac{W}{1 - \varepsilon_e} = \frac{W_1}{1 - \varepsilon_e} = \frac{1}{1 - 0.6} = 2.5$$

Sustituyendo en la ecuación (24):

$$X_e = (1-0.42) (0.81 \text{ m}) (2.5) = 1.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Expansión} = \frac{1.2 \text{ m} - 0.81 \text{ m}}{0.81 \text{ m}} \times 100 = 48\%$$

∴ El medio de arena tendrá una **expansión del 48%** con una **altura de 1.2 m**

4.7. Drenes

El dren que se ha considerado instalar será del tipo principal con laterales y orificios.

4.7.1. Diseño de la sección del dren principal

A partir de la ecuación (20) y considerando que en la tubería se presenta una velocidad de 3.5 m/s:

$$A_{\text{dren principal}} = \frac{Q_{\text{lavado}}}{V_{\text{dren principal}}} = \frac{25.8 \text{ m}^3 / \text{min}}{210 \text{ m/min}} = 0.12 \text{ m}^2$$

Pero:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (30)$$

Donde D es el diámetro de la tubería en metros.

Despejando D de la ecuación (30) para obtener el diámetro teórico de la tubería:

$$D_{\text{teórico}} = \left[\frac{4A}{\pi} \right]^{\frac{1}{2}} = \left[\frac{4(0.12 \text{ m}^2)}{\pi} \right]^{\frac{1}{2}} = 0.39 \text{ m}$$

Considerando que se trata de una tubería de fierro fundido (Fe.Fo.):

$$\Rightarrow D_{\text{comercial}} = 40.6 \text{ cm (16")}$$

Sustituyendo el diámetro comercial en la ecuación (30):

$$A_{\text{real}} = \frac{\pi (0.406 \text{ m})^2}{4} = 0.13 \text{ m}^2$$

Sustituyendo en la ecuación (22):

$$V_{\text{real}} = \frac{25.8 \text{ m}^3 / \text{min}}{0.13 \text{ m}^2} = 198.5 \text{ m/min} = 3.3 \text{ m/s}$$

∴ El dren principal empleará **tubería de fierro fundido** con diámetro de **40.6 cm (16")**

4.7.2. Diseño de la sección de los drenes laterales

Una vez determinado el diámetro del dren principal, se calculará la longitud y número de drenes laterales, el diámetro de los drenes y de los orificios que lo constituirán, así como el espaciamiento de estos últimos.

4.7.2.1. Longitud y número de drenes laterales

La longitud del dren estará en función de las consideraciones que se muestran en la Figura 4.2.

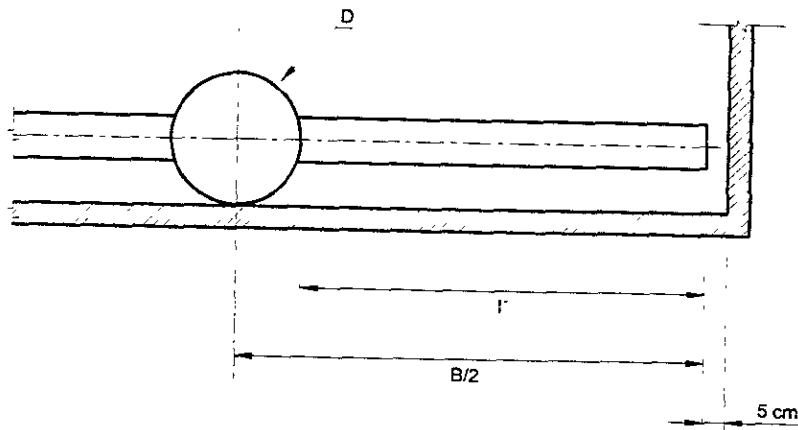


Figura 4.2. Dren lateral

De la Figura 4.2 se obtiene que:

$$l' = \frac{B}{2} - \frac{D}{2} - 5 \text{ cm} = \frac{400 \text{ cm}}{2} - \frac{40.6 \text{ cm}}{2} - 5 \text{ cm} = 174.7 \text{ cm}$$

Proponiendo una separación de dren a dren de 30 cm:

$$\Rightarrow \text{N}^\circ \text{ drenes laterales} = \frac{\text{Longitud del dren principal}}{\text{Separación del dren}} = \frac{8.5 \text{ m}}{0.3 \text{ m}} = 28$$

$$\text{N}^\circ \text{ total} = 28 (2) = 56$$

\therefore Se requieren **56 drenes laterales** con una longitud de **175 cm** cada uno

4.7.2.2. Diámetro de los drenes y orificios

Se recomienda que la relación longitud lateral-diámetro del dren sea:

$$\frac{l'}{D_{\text{dren lateral}}} \leq 60 \quad (31)$$

Si la tubería es de Fe.Fo. de 10.2 cm (4") de diámetro:

$$\Rightarrow \frac{l'}{D_{\text{dren lateral}}} = \frac{175 \text{ cm}}{10.2 \text{ cm}} = 17.2 < 60$$

∴ Los drenes laterales emplearán **tubería de hierro fundido** con **diámetro de 10.2 cm (4")**

En el caso de los orificios, se considera que sean perforaciones de **2.54 cm (1")**.

4.7.2.3. Separación de los orificios

Si los orificios se encuentran distribuidos a cada 15 cm a lo largo del dren, el número de orificios será:

$$\text{N}^\circ \text{ de orificios} = \frac{l'}{15 \text{ cm}} = \frac{175 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 11.7$$

∴ Cada lateral tendrá **12 orificios** colocados a **45°** sobre el eje del dren lateral a una **distancia de eje a eje de 15 cm** (Figura 4.3)

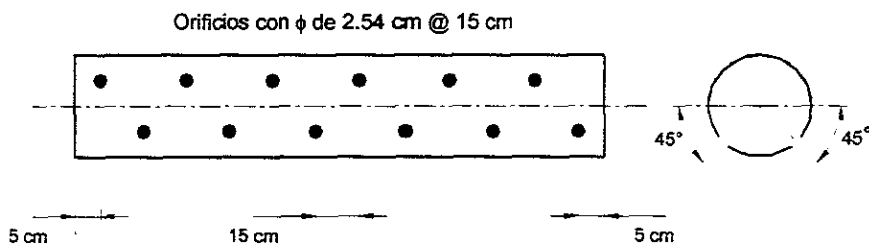


Figura 4.3. Distribución de orificios

4.8. Dimensionamiento de canaletas recolectoras de agua de lavado

Las canaletas deben estar dispuestas de tal forma que la velocidad ascensional sea uniforme en todo el lecho y no se arrastre material filtrante, sino únicamente impurezas.

Se considera instalar dos canaletas con un ancho de 40 cm y espesor de 10 cm cada una, distribuidas como se muestra en la Figura 4.4.

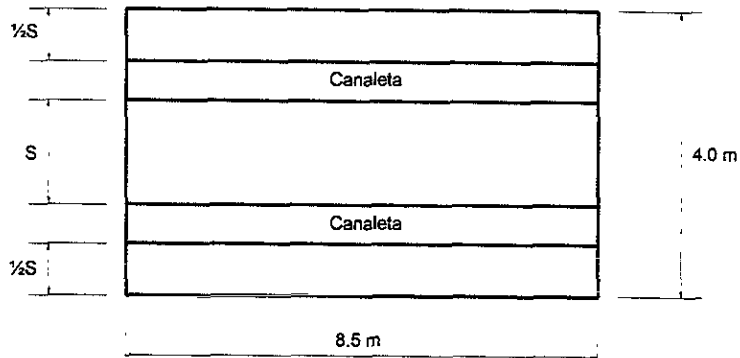


Figura 4.4. Separación de las canaletas

De acuerdo a la Figura 4.4, la separación de las canaletas se determinará mediante la siguiente expresión:

$$2S = B - 2(b + 2e) \quad (32)$$

Donde: S: Separación de canaletas (m)
 B: Ancho del filtro (m)
 b: Ancho de la canaleta (m)
 e: Espesor de la canaleta (m)

Sustituyendo datos en la ecuación (32):

$$2S = 4 - 2[0.4 + 2(0.1)]$$

$$\Rightarrow S = 1.4 \text{ m}$$

La altura de la canaleta se determinará a partir de:

$$h = h_o + bl \quad (33)$$

Siendo:

$$h_o = 1.73 h_c \quad (34)$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (35)$$

- Donde:
- h: Altura de la canaleta (m)
 - h_o : Altura máxima del espejo del agua (m)
 - bl: Bordo libre (m)
 - h_c : Altura crítica del espejo del agua (m)
 - Q: Caudal de lavado (m^3/s)
 - g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)
 - b: Ancho de la canaleta (m)

En la Figura 4.5 se muestran las condiciones hidráulicas que se presentan en las canaletas.

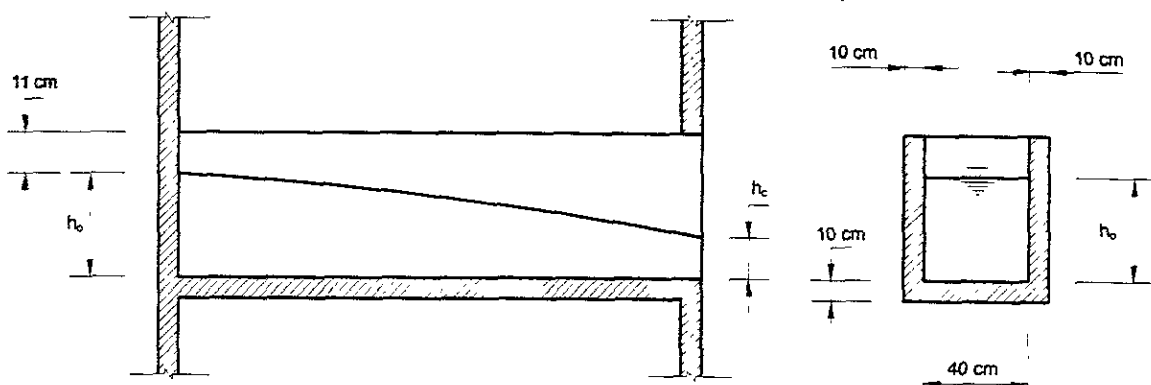


Figura 4.5. Condiciones hidráulicas de las canaletas

Como en cada unidad de filtración se presentan dos descargas hacia un canal de drenaje:

$$\Rightarrow Q_{\text{descarga}} = \frac{Q_{\text{lavado}}}{2 \text{ canaletas}} = \frac{25.8 \text{ m}^3 / \text{min}}{2 \text{ canaletas}} = 12.9 \text{ m}^3 / \text{min} = 0.215 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Sustituyendo en la ecuación (35):

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{(0.215 \text{ m}^3 / \text{s})^2}{9.81 \text{ m/s}^2 (0.4 \text{ m})^2}} = 0.31 \text{ m}$$

Sustituyendo h_c en la ecuación (34):

$$h_o = 1.73 (0.31 \text{ m}) = 0.54 \text{ m}$$

Tomando un bordo libre de 11 cm y sustituyendo h_o en la ecuación (33):

$$h = 0.54 + 0.11 = 0.65 \text{ m}$$

\therefore Cada canaleta tendrá un **ancho de 40 cm** con una **altura de 65 cm**

La elevación del agua sobre las canaletas durante el lavado se determinará con base en la Figura 4.6.

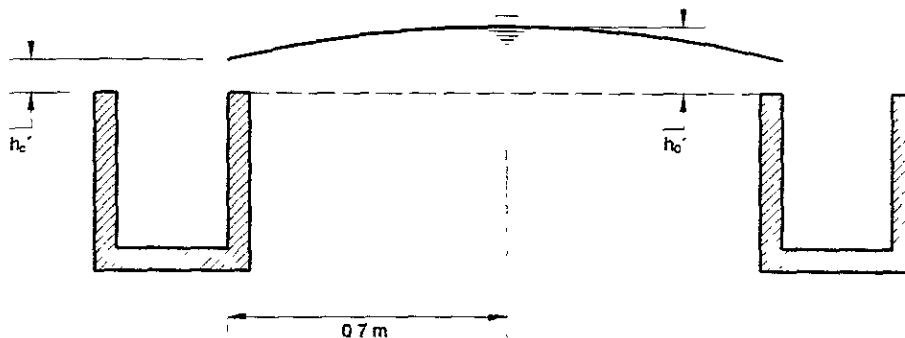


Figura 4.6. Altura del agua sobre las canaletas

Para determinar h_o' tomaremos un ancho unitario y la descarga sobre un extremo de la canaleta:

$$Q_{\text{vertido}} = \frac{Q_{\text{descarga}}}{2} = \frac{0.215 \text{ m}^3 / \text{s}}{2} = 0.108 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Si el gasto de vertido se realiza sobre un ancho unitario de canaleta:

$$Q_{\text{metro vertido}} = \frac{Q_{\text{vertido}}}{L} = \frac{0.108 \text{ m}^3 / \text{s}}{8.5 \text{ m}} = 0.013 \text{ m}^3 / \text{s} - \text{m}$$

Sustituyendo en la ecuación (35):

$$h_c' = 3 \frac{(0.013 \text{ m}^3 / \text{s})^2}{9.81 \text{ m/s}^2 (1 \text{ m})^2} = 0.026 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación (34):

$$h_o = 1.73 (0.026 \text{ m}) = 0.045 \text{ m}$$

∴ La altura que alcanzará el nivel del agua sobre las canaletas durante el proceso de lavado será de **4.5 cm**

4.9. Pérdida de carga

La pérdida de carga se determinará tanto en el proceso de filtración como en la operación de lavado.

4.9.1. Pérdida de carga en el proceso de filtración

La pérdida de carga en el proceso de filtración está constituida por la pérdida presente en el medio filtrante y en los drenes.

4.9.1.1. Medio de arena

La pérdida de carga se determinará empleando la ecuación de Kozeny (Fair *et al.*, 1971):

$$H = \frac{KL\mu(1-\varepsilon)^2 V}{\rho g \varepsilon^3} \left(\frac{6}{d\phi} \right)^2 \quad (36)$$

Donde:

- K: Coeficiente de Kozeny (aproximado a 5)
- L: Profundidad del medio (m)
- μ : Viscosidad dinámica del agua (kg/m-s)
- ε : Porosidad del lecho
- V: Velocidad de filtración (m/s)
- ρ : Densidad del agua (kg/m³)
- g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)
- d: Diámetro de partícula (m)
- ϕ : Esfericidad

Suponiendo que el agua se encuentra a una temperatura de 20°C (Viessman y Hammer, 1993):

$$\Rightarrow \mu = 1.002 \times 10^{-3} \text{ kg/m-s}$$

$$\rho = 998.2 \text{ kg/m}^3$$

Sustituyendo en la ecuación (36):

$$H_{\text{arena}} = \frac{5(0.81\text{m})(1.002 \times 10^{-3} \text{ kg/m-s})(1-0.42)^2(0.00997 \text{ m/s})}{998.2 \text{ kg/m}^3(9.81\text{m/s}^2)(0.42)^3} \left[\frac{6}{0.0019 \text{ m}(0.75)} \right]^2 = 0.33 \text{ m}$$

$$\therefore H_{\text{arena}} = 33 \text{ cm}$$

4.9.1.2. Medio de grava

De la misma forma se aplicará la ecuación (36) para cada uno de los estratos que componen el medio de grava tomando en cuenta ϕ de 0.81 y ε de 0.4. Los resultados se presentan en la Tabla 4.2.

Tabla 4.1. Pérdida de carga que se presenta en el medio de grava durante el proceso de filtración

Estrato	TE (plg)	d (m)	Espesor	H (m)
1	1/4 - 1/16	0.0016	0.07	0.04301
2	1/2 - 1/4	0.0064	0.07	0.00269
3	3/4 - 1/2	0.0127	0.07	0.00068
4	1½ - 3/4	0.0191	0.10	0.00043
5	2 - 1½	0.0381	0.14	0.00015
$\Sigma H =$				0.04696

$$\therefore H_{\text{grava}} = 4.7 \text{ cm}$$

4.9.1.3. Dren principal

Considerando que la pérdida de carga en una tubería con orificios está dada por:

$$H = 1/3H_t \quad (37)$$

Donde H_t es la pérdida de carga en un tubo.

Sustituyendo la ecuación (11) en (12):

$$V = \frac{1}{n} R_h^2 \left(\frac{H_t}{L} \right)^{1/2} \quad (38)$$

Pero:

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{\pi D^2}{4\pi D} = \frac{D}{4} \quad (39)$$

Donde: A: Área de la sección (m²)
 P: Perímetro hidráulico de la sección (m)
 D: Diámetro de la tubería (m)

Sustituyendo la ecuación (39) en la ecuación (38):

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{H_t}{L} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (40)$$

Despejando H_t de la ecuación (40) obtenemos la Fórmula de Manning de Pérdida de Carga en Tuberías:

$$H_t = \frac{LV^2 n^2}{\left(\frac{D}{4} \right)^3} \quad (41)$$

Considerando D = 40.6 cm (16")
 n = 0.013 s/m^{1/3} (Fe.Fo.)
 L = 8.5 m

Sustituyendo en la ecuación (30):

$$A = \frac{\pi(0.406 \text{ m})^2}{4} = 0.13 \text{ m}^2$$

Sustituyendo en la ecuación (22):

$$V = \frac{0.34 \text{ m}^3 / \text{s}}{0.13 \text{ m}^2} = 2.62 \text{ m/s}$$

Sustituyendo valores en la ecuación (41):

$$H_t = \frac{8.5 \text{ m} (2.62 \text{ m/s})^2 (0.013 \text{ s/m}^3)^2}{\left(\frac{0.406 \text{ m}}{4}\right)^3} = 0.21 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación (37):

$$H = \frac{0.21 \text{ m}}{3} = 0.07 \text{ m}$$

$$\therefore H_{\text{dren principal}} = 7.0 \text{ cm}$$

4.9.1.4. Drenes laterales

De igual forma que en el dren principal pero ahora con un diámetro y longitud de tubería diferentes:

$$D = 10.2 \text{ cm (4")}$$

$$L = 1.75 \text{ m}$$

$$n = 0.013 \text{ s/m}^{1/3}$$

Sustituyendo en la ecuación (30):

$$A = \frac{\pi(0.102 \text{ m})^2}{4} = 0.0082 \text{ m}^2$$

Sustituyendo en la ecuación (22):

$$V = \frac{(0.34 \text{ m}^3 / \text{s}) / (58 \text{ drenes})}{0.0082 \text{ m}^2} = 0.71 \text{ m/s}$$

Sustituyendo en la ecuación (41):

$$H_t = \frac{1.75 \text{ m} (0.71 \text{ m/s})^2 (0.013 \text{ s/m}^{\frac{1}{2}})^2}{\left(\frac{0.102 \text{ m}}{4}\right)^{\frac{4}{3}}} = 0.02 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación (37):

$$H = \frac{0.02 \text{ m}}{3} = 0.007 \text{ m}$$

$$\therefore H_{\text{drenes laterales}} = 0.7 \text{ cm}$$

4.9.1.5. Orificios

Un orificio se considera de pared gruesa cuando

$$\frac{e}{D_o} \geq 0.5 \quad (42)$$

Donde e: Espesor (cm)

D_o : Diámetro del orificio (cm)

Como la tubería de los drenes laterales tiene un espesor de 1.9 mm con un diámetro de 102 mm:

$$\frac{e}{D_o} = \frac{1.9 \text{ mm}}{102 \text{ mm}} = 0.019 < 0.5$$

∴ Se trata de un orificio de pared delgada

Despejando la pérdida de carga de la ecuación (17):

$$H_o = \left(\frac{Q_o}{C_d A_o} \right)^2 \frac{1}{2g} \quad (43)$$

Donde:

$$Q_o = \frac{Q_{\text{por filtro}}}{\text{N}^\circ \text{ de orificios por filtro}} = \frac{(15 \text{ m}^3 / \text{s}) / (44 \text{ filtros})}{58 \text{ laterales (12 orificios/lateral)}} = 0.00049 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_o = 490 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Sustituyendo el diámetro de los orificios ($D = 1''$) en la ecuación (30):

$$A_o = \frac{\pi (2.54 \text{ cm})^2}{4} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación (43) y tomando un coeficiente de contracción de 0.75:

$$H_o = \left[\frac{490 \text{ cm}^3 / \text{s}}{0.75 (5.07 \text{ cm}^2)} \right]^2 \frac{1}{2 (981 \text{ cm/s}^2)} = 8.5 \text{ cm}$$

$$\therefore H_{\text{orificio}} = 8.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto la pérdida total de carga en una unidad de filtración es:

$$H_{\text{filtrado}} = H_{\text{medio de arena}} + H_{\text{medio de grava}} + H_{\text{dren principal}} + H_{\text{dren lateral}} + H_{\text{orificios}}$$

$$H_{\text{filtrado}} = 33 + 4.7 + 7.0 + 0.7 + 8.5 = 53.9 \text{ cm}$$

$$\therefore H_{\text{lavado}} = 54 \text{ cm}$$

4.9.2. Pérdida de carga en la operación del lavado

La pérdida de carga que se presenta durante el lavado del medio está constituida, al igual que en el proceso de filtrado, por la pérdida que se presenta en el medio de arena, medio de grava, dren principal, dren lateral y en los orificios.

4.9.2.1. Medio de arena

De acuerdo a los planteamientos teóricos de Fair *et al.* (citado por Reynolds y Richards, 1996), la pérdida de carga se determinará aplicando la ecuación siguiente:

$$H_L = (S_s - 1) (1 - \epsilon) X \quad (44)$$

Donde: H_L : Pérdida de carga durante el lavado (m)
 S_s : Gravedad específica del medio
 ϵ : Porosidad del medio
 X : Altura del medio (m)

Sustituyendo datos de diseño en la ecuación (44):

$$H_L = (2.65 - 1) (1 - 0.42) (0.81) = 0.775 \text{ m}$$

$$\therefore H_{\text{arena}} = 77.5 \text{ cm}$$

4.9.2.2. Medio de grava

A partir de la ecuación (36) determinaremos la pérdida de carga para cada estrato que constituye al medio de grava. La velocidad de lavado es de 0.013 m/s, ϕ de 0.81 y ϵ de 0.4. Los resultados se presentan en la Tabla 4.3.

Tabla 4.2. Pérdida de carga que se presenta en el medio de grava durante el proceso de lavado

Estrato	TE (plg)	d (m)	Espesor	H (m)
1	1/4 - 1/16	0.0016	0.07	0.05613
2	1/2 - 1/4	0.0064	0.07	0.00351
3	3/4 - 1/2	0.0127	0.07	0.00089
4	1½ - 3/4	0.0191	0.10	0.00056
5	2 - 1½	0.0381	0.14	0.00020
$\Sigma H =$				0.06129

$$\therefore H_{\text{grava}} = 6.1 \text{ cm}$$

4.92.3. Dren principal

Si: $D = 40.6 \text{ cm (16")}$

$$n = 0.013 \text{ s/m}^{1/3} \text{ (Fe.Fo.)}$$

$$L = 8.5 \text{ m}$$

$$A = 0.13 \text{ m}^2$$

$$Q = 25.8 \text{ m}^3/\text{min} = 0.43 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sustituyendo en la ecuación (22):

$$V = \frac{0.43 \text{ m}^3/\text{s}}{0.13 \text{ m}^2} = 3.3 \text{ m/s}$$

Sustituyendo en la ecuación (41):

$$H_t = \frac{8.5 \text{ m} (3.3 \text{ m/s})^2 (0.013 \text{ s/m}^{1/3})^2}{\left(\frac{0.406 \text{ m}}{4}\right)^{4/3}} = 0.33 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación (37):

$$H = \frac{0.33 \text{ m}}{3} = 0.11 \text{ m}$$

$$\therefore H_{\text{dren principal}} = 11.0 \text{ cm}$$

4.9.2.4. Drenes laterales

Si: $D = 10.2 \text{ cm (4")}$

$$n = 0.013 \text{ s/m}^{1/3}$$

$$L = 1.75 \text{ m}$$

$$A = 0.0081 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.43 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sustituyendo en la ecuación (22):

$$V = \frac{(0.43 \text{ m}^3/\text{s})/(58 \text{ drenes})}{0.0081 \text{ m}^2} = 0.9 \text{ m/s}$$

Sustituyendo en la ecuación (41):

$$H_t = \frac{1.75 \text{ m} (0.9 \text{ m})^2 (0.013 \text{ s/m}^{1/3})^2}{\left(\frac{0.102 \text{ m}}{4}\right)^{4/3}} = 0.03 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación (37):

$$H = \frac{0.03}{3} = 0.01 \text{ m}$$

$$\therefore H_{\text{drenes laterales}} = 1.0 \text{ cm}$$

4.9.2.5. Orificios

Determinando el caudal de un orificio:

$$Q_o = \frac{Q_{\text{por filtro}}}{\text{N}^\circ \text{ de orificios por filtro}} = \frac{0.43 \text{ m}^3 / \text{s}}{58 \text{ laterales (12 orificios / lateral)}} = 0.000618 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_o = 618 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Como: $A_o = 5.07 \text{ cm}^2$
 $C_d = 0.75$

Sustituyendo en la ecuación (43):

$$H_o = \left[\frac{618 \text{ cm}^3 / \text{s}}{0.75 (5.07 \text{ cm}^2)} \right]^2 \frac{1}{2 (981 \text{ cm} / \text{s})} = 13.5 \text{ cm}$$

$$\therefore H_o = 13.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto la pérdida de carga total en el proceso de lavado es:

$$H_{\text{lavado}} = H_{\text{medio de arena}} + H_{\text{medio de grava}} + H_{\text{dren principal}} + H_{\text{drenes laterales}} + H_{\text{orificios}}$$

$$H_{\text{lavado}} = 77.5 + 6.1 + 11.0 + 1.0 + 13.5 = 109 \text{ cm}$$

$$\therefore H_{\text{lavado}} = 109 \text{ cm}$$

4.10. Lavado del filtro

El lavado de los filtros se realizará cuando la pérdida de carga que se presenta en el proceso de filtrado sea igual o mayor a la pérdida máxima ($\Delta P_{\text{máx}}$) establecida en los

filtros pilotos o cuando la calidad del efluente del filtro disminuya. Para éste tipo de filtro la $\Delta P_{\text{máx}}$ es de 2.8 metros (Ver datos de diseño).

La duración del lavado de los filtros se realizará de acuerdo a los tiempos establecidos en los datos de diseño, pero se puede tomar en consideración que el lavado se realice hasta que la turbiedad del efluente sea de 75 UTN (Jiménez, 1995) o que la turbiedad sea semejante a la del efluente del filtrado.

Para determinar el inicio del lavado, se instalará un piezómetro a un costado del efluente de cada unidad de filtración (Figura 4.7) con la finalidad de medir la presión manométrica en el interior de la tubería del efluente, de tal forma que nos indique si se ha alcanzado la $\Delta P_{\text{máx}}$.

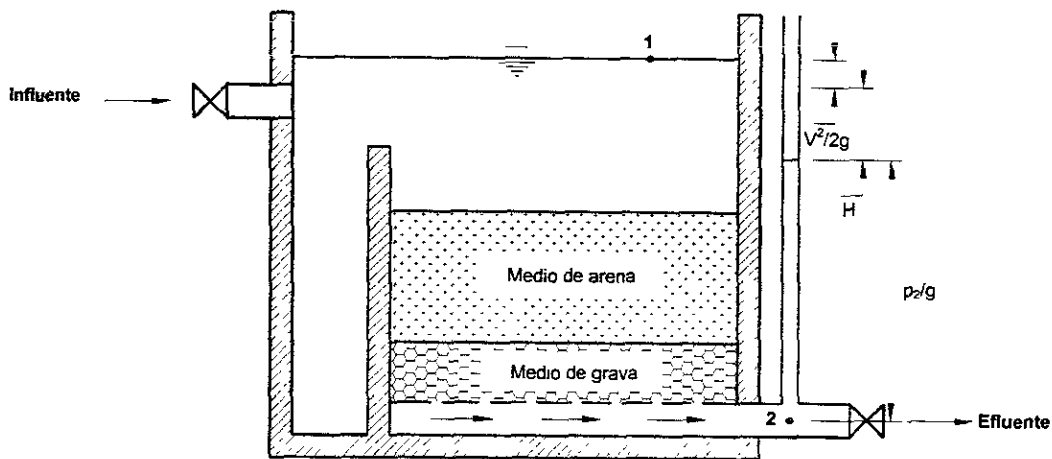


Figura 4.7. Proceso hidráulico durante la filtración

Aplicando la Ecuación de Energía de Bernoulli, ecuación (6), entre el Punto 1 y Punto 2 de la Figura 4.7, se obtiene la siguiente ecuación:

$$Z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + H \quad (43)$$

La carga de presión en el Punto 1 es igual a cero debido a que se presenta el caso de un depósito con superficie libre, es decir, P_1 es igual a la presión atmosférica. Consecuentemente la carga de velocidad es igual a cero.

Además, en el Punto 2 se presenta el Plano Horizontal de Referencia, por lo tanto la carga de posición en el Punto 2 es igual a cero.

Despejando la carga de presión de la ecuación (43):

$$\frac{P_2}{\gamma} = Z_1 - \frac{V_2^2}{2g} - H \quad (44)$$

Si el medio del filtro se encuentra sucio y considerando:

$$D = 40.6 \text{ cm (16")}$$

$$A = 0.129 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.34 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 2.6 \text{ m/s}$$

$$Z_1 = 2.8 \text{ m } (\Delta P_{\text{máx}})$$

$$H = 54 \text{ cm (Ver punto 4.9.1.)}$$

La carga de presión de la ecuación (44) será:

$$\frac{P_2}{\gamma} = 2.8 \text{ m} - \frac{(2.6 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)} - 0.54 \text{ m} = 1.9 \text{ m}$$

∴ El lavado del filtro se realizará cuando la carga de presión sea de **1.9 m**

CAPÍTULO V

Conclusiones

5. CONCLUSIONES

En éste estudio se consideró comparar el funcionamiento de dos tipos de filtros que utilizaban arena silíceo y cáscara de nuez molida como medios de filtración empleando diferentes tamaños específicos de partícula a diferentes tasas de trabajo, con el propósito de evaluar y comparar la remoción que presentan con respecto a huevos de helminto.

La comparación se efectuó con base en dos tipos de diámetro de partícula del medio de arena: TE de 1.5 mm a una tasa de 31.4 m/h y TE de 1.9 mm con tasas de 35.9 y 36.8 m/h; además del medio de nuez con TE de 1.3 mm a una tasa de 38.2 m/h. De las tres tasas de filtración del medio de arena la de 35.9 m/h presentó mejores resultados, por lo que se comparó con la del medio de nuez.

La mayor eficiencia de remoción de huevos de helminto fue del 72% y se presentó en el medio de arena, mientras que en el medio de nuez la remoción fue del 62%. Además el filtro con medio de arena presentó una remoción de materia orgánica del 10 y 6% de DQOt y DQOs, en tanto que en el medio de nuez se observaron remociones del 16 y 22% respectivamente.

Por otra parte, el medio de arena destinaba el 1.9% del volumen de agua que se generaba durante el proceso de filtración para realizar el lavado del medio, mientras que el medio de nuez solamente tenía a disposición el 3% del volumen filtrado, por consiguiente, el medio de arena utilizaba menos agua que el medio de nuez al realizar la limpieza del filtro.

Con los resultados anteriores se estableció que el medio de arena es la mejor alternativa para diseñar a escala industrial el sistema de filtración, y al mismo tiempo, resulta ser más económico su diseño y construcción con respecto a los filtros a presión siempre y cuando el agua a tratar sea de un volumen considerable, que es el caso de éste estudio. Por lo tanto, los parámetros de diseño que se recomiendan son los siguientes:

Material de empaque:	Arena silícea
Dirección de flujo:	Descendente
Fuerza motriz:	Gravedad
Medio filtrante:	Simple
Espesor de la cama filtrante:	81 cm
Tamaño específico de partícula:	1.9 mm
Coefficiente de uniformidad:	1
Porosidad:	0.42
Esfericidad:	0.75
Gravedad específica:	2.65
Tasa de filtración:	35.9 m/h
Tasa de lavado con agua:	45.6 m/h
Sistema de lavado:	Agua y aire
Tasa de lavado con aire:	110 m/h
Tiempo de lavado con agua:	6 minutos
Tiempo de lavado con aire:	2 minutos
Pérdida de carga máxima:	2.8 mca

A partir de los datos anteriores y de acuerdo a los criterios de diseño señalados en su oportunidad, el proceso de filtración tendrá las siguientes características:

Unidades de filtración:	44
Ancho del filtro:	4 m
Largo del filtro:	8.5 m
Profundidad del filtro:	3 m
Altura del medio de arena:	81 cm
Medio de soporte:	Grava
Espesor del medio de soporte:	45 cm
Tipo de dren:	Dren principal y laterales con orificios
Material del dren:	Tubería de hierro fundido

Longitud del dren principal:	8.5 m
Diámetro del dren principal:	40.6 cm (16")
Longitud del dren lateral	1.75 cm
Diámetro del dren lateral:	10.2 cm (4")
Número de drenes laterales:	58
Diámetro de orificios:	2.54 cm (1")
Número de orificios por dren lateral:	12
Número de canaletas recolectoras de agua de lavado	2
Ancho de la canaleta:	40 cm
Altura de la canaleta:	65 cm

En el Anexo A se presenta el arreglo general y los detalles del proceso de filtración.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

Adin, A.; Baumann, R. and Cleasby, J. (1979). "The Application of Filtration Theory to Pilot Plant Design". *Journal American Water Works Associations*. Volumen 71, January. Pp 17-27.

Ayres, R. M. (1989). "A Practical Guide for the Enumeration of Intestinal Helminths in Raw Wastewater and Effluent From Waste Stabilization Ponds". *Leeds University Department of Civil Engineering*. Pp 19.

Arboleda, J. (1973). "Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua". *CEPIS/OMS*. Perú. Pp 270.

Arboleda, Jorge; Vargas, Fernando y Correal, Hernando (1969). "Manual de tratamiento de aguas potables". *Programa de Educación de Ingeniería Sanitaria*. Publicación 30. Caracas, Venezuela. Pp 143-217.

Cifuentes, Enrique; Blumenthal, Ursula; Ruiz-Palacios, Guillermo; Bennett, Stephen y Peasey, Anne (1994). "Escenario epidemiológico del uso agrícola del agua residual: El Valle del Mezquital, México". *Salud Pública de México*. Enero-febrero de 1994, Volumen 36, No. 1. Pp 3-9. México. <http://www.insp.mx/salud/36/361-1s.html>.

Degremont (1979). "Manual técnico del agua". Cuarta Edición. *Editorial Grijelmo*. España. Pp 78-824 y 245-312.

Departamento del Distrito Federal (1994a). "Agua 2000: Estrategia para la Ciudad de México". *DGCOH*. México, D.F.: Secretaría General de Obras. Pp 39.

Departamento del Distrito Federal (1990b). "El Sistema de drenaje profundo de la Ciudad de México" *DGCOH*. México, D.F.: Secretaría General de Obras.

Dunn, A. (1991) "The Development of a Predictive Model for the Removal of Helminthes Eggs During Sand Filtration". *Thesis submitted for the American Society of Civil Engineering*. Pp 130.

Fair, Gordon; Geyer, John y Okun, Daniel (1971). "Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales: Volumen II". México. *Editorial Limusa*. Pp 217-276.

Hiriart, F. y Marsal, R. J. (1969). "El Hundimiento de la Ciudad de México". VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D.F.. Editorial N. Carrillo. Pp 109-147.

Jiménez C., Blanca (1995). "Filtración de agua". *Series del Instituto de Ingeniería*, UNAM. N° 572, octubre. México. Pp 121.

Jiménez C., Blanca (1995). "Waste Water Reuse to Increase Soil Productivity". Proceedings of the third international symposium on waste management problems in agro-industries. Mexico City, 4-6 october. Pp 289-296.

Jiménez C., Blanca; Chávez, A. y Hurtado, C. (1995). "Tratabilidad del agua residual del Valle de México". *Informe para la Comisión Nacional del Agua*. México. Pp 210.

Kawamura, Susumu (1991). "Integrated Design of Water Treatment Facilities". *Wiley-Interscience Publication*. USA. Pp 178-264.

Landa, H. (1996). "Filtración rápida en un efluente primario". *Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Ambiental*. DEPI, UNAM. Pp 136.

Lamothe A., Rafael y García P., Luis (1988). "Helminthiasis del hombre en México: Tratamiento y profilaxis". *AGT Editor*. México. Pp 139.

Leyva Ávila, Alberto (1997). "Determinación de los criterios de ingeniería básica para remover huevos de helmintos por filtración usando un empaque convencional y otro novedoso". *Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil*. FI, UNAM. Pp 116.

Leyva Campos, Velia Adriana (1998). "Aspectos de ingeniería civil en las plantas de tratamiento de agua residual". *Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil*. FI, UNAM. Pp 3-1 a 3-27.

Marsal, R. J. (1974). "El hundimiento de la Ciudad de México". *El Colegio Nacional*. México. Pp 71.

Metcalf & Eddy, Inc. (1996). "Ingeniería de aguas residuales". Volumen I y II. *Editorial McGraw-Hill*. México. Pp 1485.

Murillo Fernández, Rodrigo (1991). "Obra civil de plantas de tratamiento: Factores que afectan el funcionamiento". *Revista de Ingeniería Ambiental*. Año 4. N° 9. Enero. Pp 6-18.

National Research Council (1995). "Mexico City's Water Supply". *National Academy of Sciences*. USA. Pp 107.

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". Publicada en el D.O.F. de fecha 6 de enero de 1997 y con aclaración el 30 de abril de 1997. http://www.ine.gob.mx/normas/agua/no_001.htm.

Noyola R., Adalberto (1996). "Tratamiento de aguas residuales". La situación ambiental en México. *Programa Universitario del Medio ambiente*. Pp 173-180. México.

Organización Mundial de la Salud (1995). "Guías para la calidad del agua potable". Volumen I: Recomendaciones. OMS, Ginebra. España. Pp 195.

Organización Panamericana de la Salud (1981). "Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua". Serie Técnica 13. *Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente*. Perú. Pp 225.

Orta Ledesma, María Teresa (1985). "Criterios para el aprovechamiento de aguas residuales en riego agrícola en México". *Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Sanitaria*. DEPMI, UNAM. Pp 31-40.

Ortega, A; Cherry, J. A. y Rudolph, D.L. (1993). "Large-Scale Aquitard Consolidation Near Mexico City". *Ground Water*, Vol 31. Pp 708-718.

Reynolds, Tom D. y Richards, Paul A. (1996). "Unit Operations and Processes in Environmental Engineering". *PWS Publishing Company Editores*. USA. Pp 284-326.

Rosales, F; Becerril, E; Navarro, I. y Jiménez, B. (1991). "Reuso de agua para fines municipales". *Federalismo y Desarrollo*, BANOBRAS. Mayo-junio, N° 27. México. Pp 33-41.

Sanks, Robert L. (1978). "Water Treatment Plant Design". *Butterworth-Heinemann*. USA. Pp 675-737.

Shao Y. J.; Jenkins, D.; Wada, F. and Crosse, J. (1993). "Advanced Primary Treatment: an Alternative to Biological Secondary Treatment: The City of the Angeles, C.A. Hyperion Treatment Plant Experience" 66th Annual Conference & Exposition, Anaheim, California, USA. October 3-7, *Water Environment Federation*. Pp 181-191.

Sotelo Ávila, Gilberto (1994). "Hidráulica general, Volumen I: Fundamentos". *Editorial Limusa*. México. Pp. 97-98, 203-211 y 293-295.

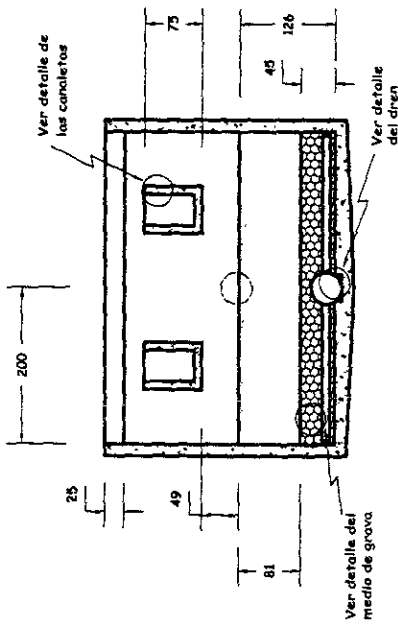
Sotomayor, C; Vázquez, B.; Aguilar, F y Croda R. (1994). "Identificación de helmintos". *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (SMISA)*. Año 7, N° 23. México.

Tebbutt, T. H. Y. (1990). "Fundamentos de control de la calidad del agua". *Editorial Limusa*. Pp 55-60.

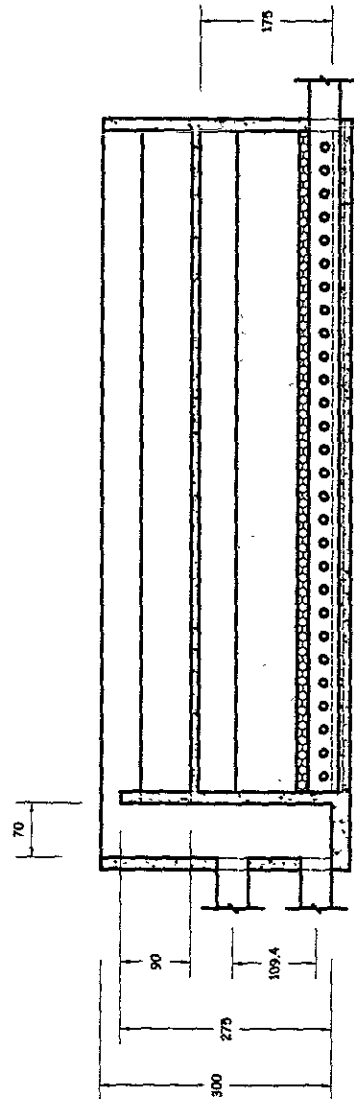
Viessman, Warren y Hammer Mark (1993). "Water Supply and Pollution Control". *Harper-Collins College Publishers*. Pp 846.

ANEXO A

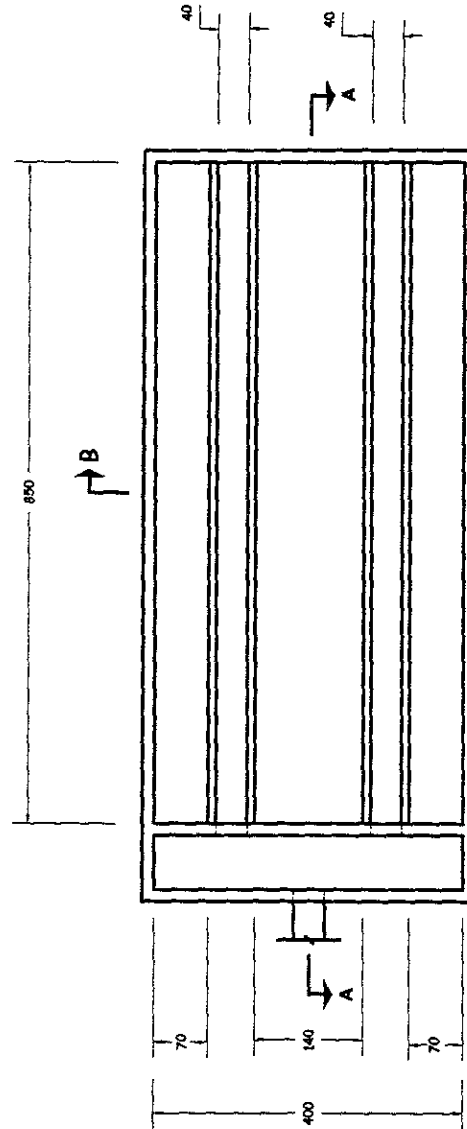
Arreglo General y Detalles
del Sistema de Filtración



CORTE B



CORTE A



PLANTA

PROYECTO: **VISTA GENERAL**

PROPIETARIO: **INSTITUTO DE INGENIERIA**

UBICACIÓN: **VALLE DEL MEZQUITAL**

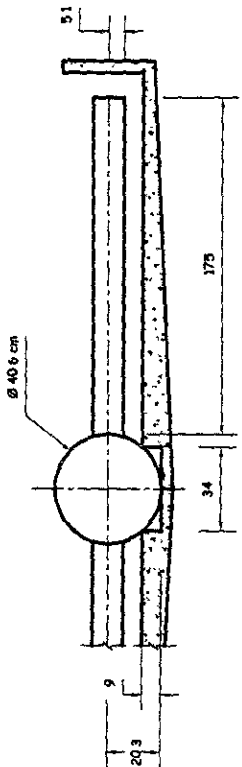
ESCALA: **5 / E**

ACOTACION: **CENTIMETROS**

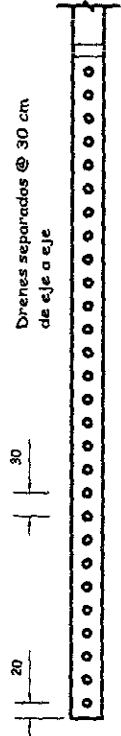
FECHA: **10/03/88**

PLANO: **PL-01**

DIBUJO: **JOSÉ LUIS TORRES ROMERO**

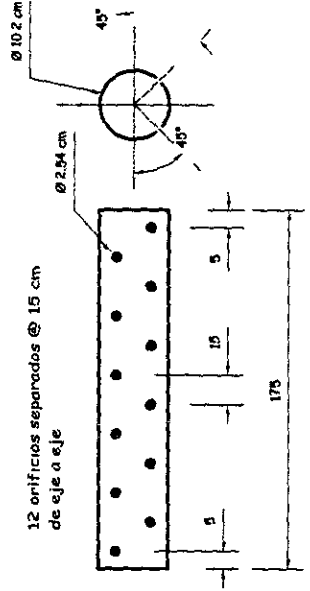


CORTE A

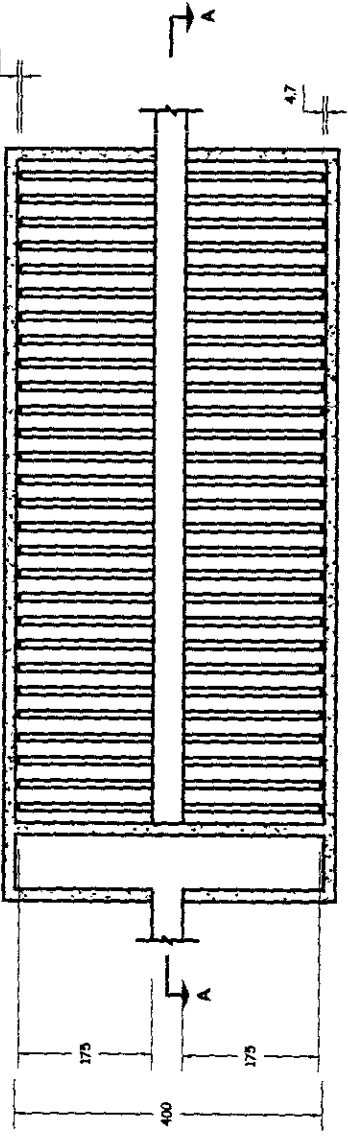


Drenes separados @ 30 cm de eje a eje

CORTE B



12 orificios separados @ 15 cm de eje a eje



PLANTA

PROYECTO: **DETALLE DEL DREN**

PROPIETARIO: **INSTITUTO DE INGENIERIA**

UBICACIÓN: **VALLE DEL MEZQUITAL**

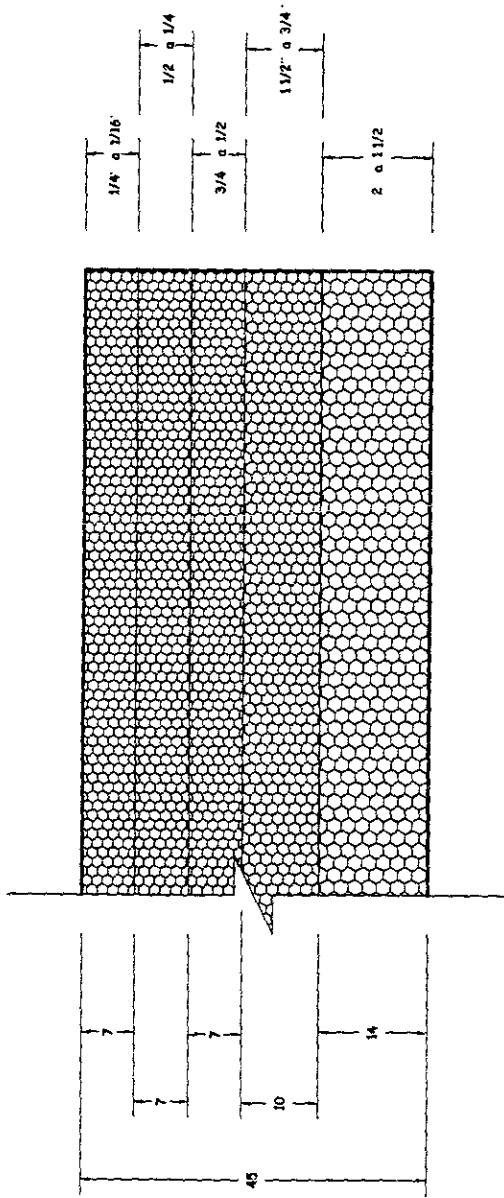
ESCALA: **S/E**

ACOTACION: **CENTIMETROS**

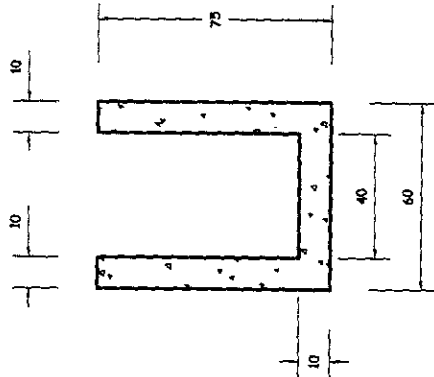
FECHA: **10/02/99**

DIBUJÓ: **JOSÉ LUIS TORRES ROMERO**

PLANO: **PL-02**



DETALLE DEL MEDIO DE GRAVA



DETALLE DE LAS CANALETAS

PROYECTO:
DETALLE DEL MEDIO DE SOPORTE Y CANALETAS

PROPIETARIO:
INSTITUTO DE INGENIERIA

UBICACION:
VALLE DEL MEZQUITAL

ESCALA:
S/E

ACOTACION: CENTIMETROS

FECHA:
10/02/99

PLANO
PL-03

DIBUJÓ:
JOSÉ LUIS TORRES ROMERO

ANEXO B

Base de Datos del
Medio de Arena

BASE DE DATOS DEL MEDIO DE ARENA

FECHA	HORA	TE (min)	V (m ³)	Q (m ³ /h)	EFLUENTE DEL FILTRO CON MEDIO DE ARENA					EFLUENTE DEL FILTRO CON MEDIO DE ARENA					PÉRDIDA DE CARGA (cm)				
					SST (mg/L)	NH (L ⁻¹)	DO4 (mg/L)	DO4 (mg/L)	Turb (UTM)	Color (Pt-Co)	SST (mg/L)	NH (L ⁻¹)	DO4 (mg/L)	DO4 (mg/L)	Turb (UTM)	Color (Pt-Co)	Tab 1	Tab 2	Tab 3
7/22/97	13:40	1.5	25.1	1.27	74	44	100	177	82	30	27	41							
7/22/97	14:10	1.5	25.1	1.27	65	27	30	27	30	30	27	30							
7/22/97	14:40	1.5	25.1	1.27	54	22	22	22	22	22	22	22							
7/22/97	15:10	1.5	25.1	1.27	74	42	31	31	31	31	31	31							
7/22/97	15:40	1.5	25.1	1.27	68	34	22	22	22	22	22	22							
7/22/97	16:00	1.5	25.1	1.27	70	32	22	22	22	22	22	22							
7/22/97	16:40	1.5	25.1	1.27	86	35	22	22	22	22	22	22							
7/22/97	17:10	1.5	25.1	1.27	69	35	22	22	22	22	22	22							
7/22/97	17:45	1.5	25.1	1.27	61	35	22	22	22	22	22	22							
7/22/97	13:40-17:40	1.5	25.1	1.27	76	385	298	298	298	298	298	298							
7/23/97	15:20	1.8	24.1	1.27	108														
7/23/97	15:50	1.5	25.1	1.27	91														
7/23/97	16:20	1.5	25.1	1.27	82														
7/23/97	16:20-16:20	1.5	25.1	1.27	92														
7/24/97	14:30	1.5	25.1	1.27	34														
7/24/97	15:00	1.5	25.1	1.27	54														
7/24/97	15:30	1.5	25.1	1.27	93														
7/24/97	16:00	1.6	25.1	1.27	90														
7/24/97	16:30	1.5	25.1	1.27	82														
7/24/97	14:30-16:30	1.5	25.1	1.27	74														
7/25/97	12:00	1.8	25.1	1.27	40														
7/25/97	16:00	1.8	25.1	1.27	51														
7/25/97	13:00	1.9	25.1	1.27	43														
7/25/97	14:00	1.9	25.1	1.27	48														
7/25/97	15:00	1.9	25.1	1.27	44														
7/25/97	12:00-15:00	1.8	25.1	1.27	44														
7/25/97	17:00	1.8	25.1	1.27	50														
7/25/97	16:00	1.8	25.1	1.27	66														
7/25/97	19:00	1.8	25.1	1.27	38														
7/25/97	20:00	1.8	25.1	1.27	34														
7/25/97	21:00	1.8	25.1	1.27	50														
7/25/97	22:00	1.8	25.1	1.27	41														
7/25/97	23:00	1.8	25.1	1.27	35														
7/25/97	17:00-23:00	1.8	25.1	1.27	47														
7/25/97	8:30	1.9	25.1	1.27	88														
7/25/97	9:30	1.9	25.1	1.27	50														
7/25/97	10:30	1.9	25.1	1.27	51														
7/25/97	11:30	1.9	25.1	1.27	68														
7/25/97	12:30	1.9	25.1	1.27	85														
7/25/97	13:30	1.9	25.1	1.27	80														
7/25/97	8:30-13:30	1.8	25.1	1.27	66														
7/25/97	18:30	1.8	25.1	1.27	28														
7/25/97	19:30	1.8	25.1	1.27	34														
7/25/97	20:30	1.8	25.1	1.27	52														
7/25/97	21:30	1.8	25.1	1.27	85														
7/25/97	18:30-21:30	1.8	25.1	1.27	50														
8/5/97	9:33	1.9	25.9	1.82	86														
8/5/97	10:33	1.9	25.9	1.82	82														
8/5/97	11:33	1.8	25.9	1.82	45														
8/5/97	9:33-11:33	1.8	25.9	1.82	74.6														
8/6/97	17:10	1.8	25.9	1.82	71														
8/6/97	18:10	1.8	25.9	1.82	43														
8/6/97	19:10	1.9	25.9	1.82	36														
8/6/97	20:10	1.9	25.9	1.82	35														
8/6/97	21:10	1.9	25.9	1.82	47														
8/6/97	22:10	1.9	25.9	1.82	54														
8/6/97	23:10	1.9	25.9	1.82	61														
8/7/97	0:10	1.8	25.9	1.82	64														
8/7/97	1:10	1.8	25.9	1.82	54														
8-7/97	17:10-1:10	1.8	25.9	1.82	48														
8/12/97	11:00	1.8	27.3	1.38	107														
8/12/97	12:00	1.5	27.3	1.38	108														

FECHA	HORA	TE (mm)	V (m³/h)	Q (m³/s)	INFLUENTE DEL FILTRO CON MEDIO DE ARENA					EFLUENTE DEL FILTRO CON MEDIO DE ARENA					PÉRDIDA DE CARGA (cm)				
					SST (mg/L)	HH (L ⁻¹)	DDO _H (mg/L)	DDO _R (mg/L)	Turb (UTN)	Color (Pt-Co)	SST (mg/L)	HH (L ⁻¹)	DDO _H (mg/L)	DDO _R (mg/L)	Turb (UTN)	Color (Pt-Co)	Tab 1	Tab 2	Tab 3
8/20/87	13:00	1.5	314	1.58	21	0.6	184	145	32	230	129	28	188	223	249	262	333		
8/20/87	14:00	1.5	314	1.59	47	0.8	238	159	57	238	159	37	188	223	249	262	333		
8/20/87	15:00	1.5	314	1.59	43	0.8	223	159	47	223	159	48	188	228	259	332	371		
8/20/87	8:10-15:00	1.5	314	1.59	39	1.2	177	133	44	189	132	32	160						
8/20/87	22:00	1.5	314	1.59	39	1.2	177	133	44	189	132	32	160						
8/20/87	23:40	1.5	314	1.59	44	1.2	177	133	44	189	132	32	160						
8/20/87	0:40	1.5	314	1.59	38	1.2	177	133	44	189	132	32	160						
8/20/87	1:40	1.5	314	1.59	38	1.2	177	133	44	189	132	32	160						
8/20/87	2:40	1.5	314	1.59	27.6	1.2	177	133	44	189	132	32	160						
8/20/87	3:40	1.5	314	1.59	46	1.2	177	133	44	189	132	32	160						
8/20/87	4:40	1.5	314	1.59	41	1.4	128	114	17	148	28	0.6	114	80					
8/20/87	22:40-4:40	1.5	314	1.59	62	1.2	221	150	36	185	35	0.8	224	223	269	264	307	342	
8/16/87	13:00	1.9	388	1.88	38	1.2	221	150	36	185	35	0.8	224	223	269	264	307	342	
8/16/87	14:00	1.9	388	1.88	33	1.2	221	150	36	185	35	0.8	224	223	269	264	307	342	
8/16/87	15:00	1.9	388	1.88	40	1.2	221	150	36	185	35	0.8	224	223	269	264	307	342	
8/16/87	16:00	1.9	388	1.88	31	1.2	221	150	36	185	35	0.8	224	223	269	264	307	342	
8/16/87	13:00-16:00	1.9	388	1.88	58	2.0	183	164	52	213	55	1.2	190	186	210	235	243	375	
8/20/87	9:00	1.9	388	1.88	58	2.0	183	164	52	213	55	1.2	190	186	210	235	243	375	
8/20/87	10:00	1.9	388	1.88	50	2.0	183	164	52	213	55	1.2	190	186	210	235	243	375	
8/20/87	11:00	1.9	388	1.88	44	2.0	183	164	52	213	55	1.2	190	186	210	235	243	375	
8/20/87	12:00	1.9	388	1.88	43	1.4	152	117	62	300	27	0.6	102	102	373	353	376	376	
8/20/87	13:00	1.9	388	1.88	48	1.4	152	117	62	300	27	0.6	102	102	373	353	376	376	
8/20/87	14:00	1.9	388	1.88	33	1.4	152	117	62	300	27	0.6	102	102	373	353	376	376	
8/20/87	15:00	1.9	388	1.88	30	1.2	184	155	58	312	34	0.6	110	170	231	261	340	378	
8/20/87	16:00	1.9	388	1.88	47	1.2	184	155	58	312	34	0.6	110	170	231	261	340	378	
8/20/87	8:00-16:00	1.9	388	1.88	22	1.2	184	155	58	312	34	0.6	110	170	231	261	340	378	
8/20/87	9:00-16:00	1.9	388	1.88	12	1.2	184	155	58	312	34	0.6	110	170	231	261	340	378	
8/20/87	8:00	1.9	388	1.88	22	1.2	184	155	58	312	34	0.6	110	170	231	261	340	378	
8/20/87	9:00	1.9	388	1.88	16	1.2	184	155	58	312	34	0.6	110	170	231	261	340	378	
8/20/87	10:00	1.9	388	1.88	26	1.2	184	155	58	312	34	0.6	110	170	231	261	340	378	
8/20/87	11:00	1.9	388	1.88	29	1.2	184	155	58	312	34	0.6	110	170	231	261	340	378	
8/20/87	12:00	1.9	388	1.88	30	0.8	60	36	39	148	24	0.2	56	218	269	307	340	388	
8/20/87	13:00	1.9	388	1.88	30	0.8	60	36	39	148	24	0.2	56	218	269	307	340	388	
8/20/87	14:00	1.9	388	1.88	28	1.0	58	1	29	148	25	0.4	30	170	228	271	314	353	
8/20/87	15:00	1.9	388	1.88	41	1.0	58	1	29	148	25	0.4	30	170	228	271	314	353	
8/20/87	8:00-16:00	1.9	388	1.88	39	1.0	58	1	29	148	25	0.4	30	170	228	271	314	353	
8/20/87	9:00-16:00	1.9	388	1.88	28	1.0	58	1	29	148	25	0.4	30	170	228	271	314	353	
8/4/87	12:00	1.9	388	1.88	89	2.0	248	130	54	248	54	2.2	198	215	269	284	284	309	
8/4/87	13:00	1.9	388	1.88	89	2.0	248	130	54	248	54	2.2	198	215	269	284	284	309	
8/4/87	14:00	1.9	388	1.88	64	2.0	248	130	54	248	54	2.2	198	215	269	284	284	309	
8/4/87	15:00	1.9	388	1.88	64	2.0	248	130	54	248	54	2.2	198	215	269	284	284	309	
8/4/87	16:00	1.9	388	1.88	35	1.6	203	137	35	243	22	0.8	102	215	269	284	284	309	
8/4/87	12:00-16:00	1.9	388	1.88	40	1.6	203	137	35	243	22	0.8	102	215	269	284	284	309	
8/5/87	2:00	1.9	388	1.88	38	1.6	203	137	35	243	22	0.8	102	215	269	284	284	309	
8/5/87	3:00	1.9	388	1.88	30	1.6	203	137	35	243	22	0.8	102	215	269	284	284	309	
8/5/87	4:00	1.9	388	1.88	25	1.6	203	137	35	243	22	0.8	102	215	269	284	284	309	
8/5/87	5:00	1.9	388	1.88	22	1.6	203	137	35	243	22	0.8	102	215	269	284	284	309	
8/5/87	6:00	1.9	388	1.88	22	1.6	203	137	35	243	22	0.8	102	215	269	284	284	309	
8/5/87	7:00	1.9	388	1.88	24	1.6	203	137	35	243	22	0.8	102	215	269	284	284	309	
8/5/87	8:00	1.9	388	1.88	18	1.2	207	162	30	133	10	0.6	108	142	164	173	188	205	
8/5/87	1:00-5:00	1.9	388	1.88	34	1.2	207	162	30	133	10	0.6	108	142	164	173	188	205	
8/5/87	1:00-5:00	1.9	388	1.88	35	1.2	207	162	30	133	10	0.6	108	142	164	173	188	205	

ANEXO C

Base de Datos del
Medio de Nuez

BASE DE DATOS DEL MEDIO DE NUEZ

FECHA	HORA	TE (mm)	V (m/h)	Q (m³/h)	INFLUENTE DEL FILTRO CON MEDIO DE NUEZ					EFLUENTE DEL FILTRO CON MEDIO DE NUEZ					PRESION (kg/cm²)			
					SST (mg/L)	HH (L-)	DQO (mg/L)	DOO (mg/L)	Turb (UTN)	Color (Pt-Co)	SST (mg/L)	HH (L-)	DQO (mg/L)	DOO (mg/L)	Turb (UTN)	Color (Pt-Co)	Entrada	Salida
8/1/97	9:30	13	382	234	40	208	16	49	208	16	34	161	0.12	1.55				
8/1/97	10:30	13	382	234	39	42	195	11	24	138	24	138						
8/1/97	11:30	13	382	234	41	50	198	13	21	117	24	117						
8/1/97	12:30	13	382	234	48	48	186	6	21	107	28	107	1.83	1.48				
8/1/97	13:30	13	382	234	42	42	172	10	28	123	25	123						
8/1/97	14:30	13	382	234	40	41	165	13	25	106	30	106	1.83	1.41				
8/1/97	15:30	13	382	234	57	65	213	18	31	127	30	127						
8/1/97	16:30	13	382	234	63	37	188	15	37	166	37	166	1.69	1.20				
8/1/97	17:30	13	382	234	79	62	250	32	44	212	44	212						
8/1/97	18:30	13	382	234	84	41	197	29	44	207	44	207	1.83	0.91				
8/1/97	19:30	13	382	234	83	68	288	34	42	221	42	221	1.83	0.70				
8/1/97	20:30	13	382	234	48	1.8	173	124	42	212	31	1.0	1.54	122	41	162		
8/1/97	9:30-20:30	13	382	234	45	33	33											
8/1/97	11:00	13	382	234	107	84	28	28	44	44	44	44	1.83	1.09				
8/1/97	12:00	13	382	234	108	131	24	24	57	57	57	57	1.83	0.84				
8/1/97	13:00	13	382	234	41	41	15	15	44	44	44	44	1.83	0.84				
8/1/97	14:00	13	382	234	65	70	15	15	37	37	37	37						
8/1/97	15:00	13	382	234	82	3.0	228	144	50	21	202	165	44					
8/1/97	16:00-15:00	13	382	234	81	73	198	30	0.8	202	165	35	158					
8/1/97	9:15	13	382	234	48	26	26											
8/1/97	10:15	13	382	234	49	46	27	27	28	28	28	28	1.78	1.41				
8/1/97	11:15	13	382	234	34	37	12	12	22	22	22	22	1.83	1.34				
8/1/97	12:15	13	382	234	34	36	11	11	23	23	23	23	1.83	1.34				
8/1/97	13:15	13	382	234	36	38	18	18	24	24	24	24	1.83	1.27				
8/1/97	14:15	13	382	234	46	33	3	3	30	30	30	30	1.83	1.20				
8/1/97	15:15	13	382	234	49	42	30	30	37	37	37	37						
8/1/97	16:15	13	382	234	34	43	25	25	32	32	32	32	1.83	1.12				
8/1/97	17:15	13	382	234	61	50	25	25	49	49	49	49						
8/1/97	18:15	13	382	234	83	66	39	39	60	60	60	60	1.83	0.81				
8/1/97	19:15	13	382	234	83	62	28	28	40	40	40	40						
8/1/97	8:15-18:15	13	382	234	50	1.6	240	166	45	166	33	1.2	223	183				
8/1/97	8:15-18:15	13	382	234	47	33	33											
8/2/97	9:10	13	382	234	10	28	113	15	26	113	26	111						
8/2/97	10:00	13	382	234	17	24	113	6	31	84	31	84						
8/2/97	11:00	13	382	234	23	29	157	11	29	157	17	104	1.83	1.83				
8/2/97	12:00	13	382	234	40	43	184	17	32	129	32	129	1.70	1.62				
8/2/97	13:00	13	382	234	31	156	43	183	215	0.2	154	33	144	1.41	1.34			
8/2/97	14:00	13	382	234	64	61	501	29	37	182	37	182	1.41	1.27				
8/2/97	15:00	13	382	234	54	50	252	27	39	165	39	165	1.41	1.20				
8/2/97	16:00	13	382	234	72	64	278	105	41	180	41	180	1.41	1.12				
8/2/97	17:00	13	382	234	44	27	41	27	41	178	41	178	1.48	1.20				
8/2/97	8:00-17:00	13	382	234	38	1.4	206	186	38	178	14	0.0	189	145				
8/2/97	8:00-17:00	13	382	234	38	48	237	43	48	222	48	222	1.78	1.41				
8/2/97	10:00	13	382	234	68	56	219	44	48	235	48	235						
8/2/97	20:10	13	382	234	62	65	200	32	38	220	38	220	1.69	1.34				
8/2/97	21:10	13	382	234	74	63	234	38	43	207	43	207	1.69	1.27				
8/2/97	22:10	13	382	234	46	35	167	40	45	199	45	199	1.92	1.20				
8/2/97	23:10	13	382	234	44	28	126	20	18	89	18	89	1.48	1.12				
8/2/97	0:10	13	382	234	40	28	126	20	17	87	17	87	1.62	1.05				
8/2/97	1:10	13	382	234	62	28	126	20	17	87	17	87	1.62	1.05				
8/2/97	19:50-1:10	13	382	234	62	1.6	235	200	47	207	17	0.2	189					
8/2/97	19:50-1:10	13	382	234	50	31	127	16	22	73	22	73	1.83	1.62				
8/2/97	2:10	13	382	234	121	28	121	16	11	70	11	70	1.83	1.83				
8/2/97	3:10	13	382	234	41	39	189	23	21	111	21	111	1.83	1.76				
8/2/97	4:10	13	382	234	60	49	219	33	35	160	35	160	1.83	1.62				
8/2/97	5:10	13	382	234	60	67	284	50	67	284	50	284	1.83	1.76				
8/2/97	6:10	13	382	234	60	42	243	42	53	220	42	220	1.41	1.27				
8/2/97	7:10	13	382	234	49	41	207	36	41	207	36	36	1.83	1.59				
8/2/97	8:10-8:10	13	382	234	58	1.8	216	196	47	222	39	1.6	188	23	159			

FECHA	HORA	TE (mm)	V (ml)	Q (ml/hr)	EFLUENTE DEL FILTRO CON MEDIO DE NIEVE					EFLUENTE DEL FILTRO CON MEDIO DE NIEVE					PRESION (psi)
					SBT (mg/L)	HH (L ⁻¹)	DOO ₂ (mg/L)	DOO ₄ (mg/L)	Turb (UTN)	Color (Pt-Co)	SBT (mg/L)	HH (L ⁻¹)	DOO ₂ (mg/L)	DOO ₄ (mg/L)	
8/27/97	2 10-8 10	1.3	38.2	2.34	57	1.6	231	35	166	33	166	1.63	1.55		
8/27/97	9 20	1.3	38.2	2.34	51	1.6	231	25	166	33	166	1.63	1.55		
8/27/97	10 00	1.3	38.2	2.34	53	1.6	195	25	166	36	163	1.63	1.55		
8/27/97	11 00	1.3	38.2	2.34	42	1.6	161	19	159	33	160	1.63	1.55		
8/27/97	12 00	1.3	38.2	2.34	61	1.6	159	19	159	24	123	1.63	1.55		
8/27/97	13 00	1.3	38.2	2.34	36	1.6	203	157	27	165	34	146	1.63	1.46	
8/27/97	14 00	1.3	38.2	2.34	45	1.6	185	24	159	28	150	1.63	1.37		
8/27/97	15 00	1.3	38.2	2.34	47	1.6	202	40	159	44	190	1.63	1.27		
8/27/97	8 20-15 00	1.3	38.2	2.34	43	1.6	176	30	146	34	146	1.63	1.27		
8/28/97	6 40	1.3	38.2	2.34	44	1.6	228	181	38	176	30	146	1.63	1.27	
8/28/97	8 20-15 00	1.3	38.2	2.34	30	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	0.84	
8/28/97	1 40	1.3	38.2	2.34	30	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	0.84	
8/28/97	1 40-5 40	1.3	38.2	2.34	26	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	0.84	
8/28/97	9 10	1.3	38.2	2.34	46	1.6	213	17	176	34	144	1.63	1.69		
8/28/97	10 10	1.3	38.2	2.34	50	1.6	206	20	174	41	174	1.63	1.55		
8/28/97	11 10	1.3	38.2	2.34	35	1.6	202	21	174	43	166	1.63	1.34		
8/28/97	12 10	1.3	38.2	2.34	31	1.6	173	11	166	34	160	1.63	1.27		
8/28/97	13 00	1.3	38.2	2.34	21	0.8	184	145	32	138	28	151	1.63	1.20	
8/28/97	14 00	1.3	38.2	2.34	47	1.6	238	18	176	35	176	1.63	1.12		
8/28/97	15 00	1.3	38.2	2.34	43	1.6	223	29	176	45	232	1.63	1.12		
8/28/97	9 10-15 00	1.3	38.2	2.34	40	1.2	177	133	44	188	38	184	1.63	1.69	
8/28/97	9 10-15 00	1.3	38.2	2.34	39	1.2	189	23	25	24	160	1.63	1.69		
8/28/97	9 10-15 00	1.3	38.2	2.34	44	1.4	188	18	39	118	18	91	1.63	1.69	
8/28/97	22 40-4 40	1.3	38.2	2.34	36	1.2	151	15	41	151	15	100	1.63	1.62	
8/28/97	23 40	1.3	38.2	2.34	53	1.6	238	18	33	130	14	72	1.63	1.55	
8/28/97	0 40	1.3	38.2	2.34	46	1.6	138	14	33	143	17	83	1.63	1.62	
8/28/97	1 40	1.3	38.2	2.34	41	1.4	126	114	37	138	14	68	1.63	1.55	
8/28/97	2 40	1.3	38.2	2.34	51	1.4	126	114	17	146	25	16	1.63	1.41	
8/28/97	3 40	1.3	38.2	2.34	52	1.6	165	25	25	25	0.6	182	1.63	1.41	
8/28/97	22 40-4 40	1.3	38.2	2.34	33	1.2	221	160	36	165	25	153	1.63	1.41	
8/19/97	13 00	1.3	38.2	2.34	40	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	14 00	1.3	38.2	2.34	33	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	15 00	1.3	38.2	2.34	31	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	16 00	1.3	38.2	2.34	31	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	17 00	1.3	38.2	2.34	31	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	18 00	1.3	38.2	2.34	31	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	19 00	1.3	38.2	2.34	31	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	20 00	1.3	38.2	2.34	31	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	21 00	1.3	38.2	2.34	31	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	22 00	1.3	38.2	2.34	31	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	23 00	1.3	38.2	2.34	31	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	0 00	1.3	38.2	2.34	31	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	1 00	1.3	38.2	2.34	31	1.6	159	155	30	114	10	135	1.63	1.12	
8/19/97	10 15-1 15	1.3	38.2	2.34	44	1.8	116	76	46	211	35	10	111	1.63	0.84
8/19/97	10 15-1 15	1.3	38.2	2.34	42	1.8	116	76	46	211	35	10	111	1.63	0.84
8/19/97	9 00	1.3	38.2	2.34	22	0.8	184	145	32	138	28	151	1.63	1.20	
8/19/97	10 00	1.3	38.2	2.34	16	0.8	184	145	32	138	28	151	1.63	1.20	
8/19/97	11 00	1.3	38.2	2.34	26	0.8	184	145	32	138	28	151	1.63	1.20	
8/19/97	12 00	1.3	38.2	2.34	29	0.8	184	145	32	138	28	151	1.63	1.20	
8/19/97	13 00	1.3	38.2	2.34	30	0.8	184	145	32	138	28	151	1.63	1.20	
8/19/97	14 00	1.3	38.2	2.34	30	0.8	184	145	32	138	28	151	1.63	1.20	
8/19/97	15 00	1.3	38.2	2.34	28	0.8	184	145	32	138	28	151	1.63	1.20	

FECHA	HORA	TE (mm)	V (ml)	Q (m³/s)	INFLUYENTE DEL FILTRO CON MEDIO DE NIEZ					EFLUENTE DEL FILTRO CON MEDIO DE NIEZ					PRESION (psi)	
					SST (mg/L)	HH (L⁻¹)	DOOR (mg/L)	DOOR (mg/L)	Turb (UTN)	Color (Pt-Co)	SST (mg/L)	HH (L⁻¹)	DOOR (mg/L)	DOOR (mg/L)	Turb (UTN)	Color (Pt-Co)
9/29/97	16:00	1.3	38.2	2.34	41	17	17	17	33	178	10.5	178	10.5	178	10.5	0.88
9/29/97	17:00	1.3	38.2	2.34	39	27	37	37	43	185	14.0	185	14.0	174	17.4	0.88
9/29/97	18:00	1.3	38.2	2.34	56	28	28	28	61	185	14.0	185	14.0	174	17.4	0.88
9/29/97	9:00-18:00	1.3	38.2	2.34	42	1.4	1.4	1.4	36	146	25	146	25	174	17.4	0.88
9/29/97	9:00-18:00	1.3	38.2	2.34	43	2.0	2.0	2.0	54	195	30.5	195	30.5	183	18.3	1.55
9/29/97	13:00	1.3	38.2	2.34	64	2.6	2.6	2.6	69	209	34	209	34	180	18.0	0.91
9/29/97	14:00	1.3	38.2	2.34	64	2.6	2.6	2.6	69	209	34	209	34	180	18.0	0.91
9/29/97	15:00	1.3	38.2	2.34	64	2.6	2.6	2.6	69	209	34	209	34	180	18.0	0.91
9/29/97	16:00	1.3	38.2	2.34	36	1.8	1.8	1.8	51	183	27	183	27	178	17.8	0.98
9/29/97	17:00	1.3	38.2	2.34	36	1.8	1.8	1.8	51	183	27	183	27	178	17.8	0.98
9/29/97	18:00	1.3	38.2	2.34	46	2.4	2.4	2.4	55	196	34	196	34	178	17.8	0.98
9/29/97	13:00-17:00	1.3	38.2	2.34	46	2.4	2.4	2.4	55	196	34	196	34	178	17.8	0.98
9/29/97	13:00-17:00	1.3	38.2	2.34	39	2.5	2.5	2.5	25	203	24	203	24	180	18.0	0.91
9/29/97	15:00	1.3	38.2	2.34	60	3.5	3.5	3.5	60	305	35	305	35	183	18.3	1.62
9/29/97	16:00	1.3	38.2	2.34	29	3.2	3.2	3.2	38	209	32	209	32	183	18.3	1.62
9/29/97	17:00	1.3	38.2	2.34	47	4.2	4.2	4.2	42	183	18	183	18	183	18.3	1.41
9/29/97	18:00	1.3	38.2	2.34	41	3.5	3.5	3.5	35	203	25	203	25	183	18.3	1.41
9/29/97	15:00-16:00	1.3	38.2	2.34	39	1.4	1.4	1.4	44	190	26	190	26	167	16.7	1.12
9/29/97	15:00-16:00	1.3	38.2	2.34	39	1.4	1.4	1.4	44	190	26	190	26	167	16.7	1.12
9/29/97	1:00	1.3	38.2	2.34	38	1.3	1.3	1.3	38	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	2:00	1.3	38.2	2.34	38	1.3	1.3	1.3	38	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	3:00	1.3	38.2	2.34	30	3.0	3.0	3.0	23	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	4:00	1.3	38.2	2.34	29	3.0	3.0	3.0	23	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	5:00	1.3	38.2	2.34	32	3.2	3.2	3.2	21	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	6:00	1.3	38.2	2.34	22	2.2	2.2	2.2	6	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	7:00	1.3	38.2	2.34	24	2.4	2.4	2.4	9	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	8:00	1.3	38.2	2.34	18	1.8	1.8	1.8	9	172	22	172	22	163	16.3	0.88
9/29/97	1:00-4:00	1.3	38.2	2.34	34	1.2	1.2	1.2	24	0.6	24	0.6	24	2.4	11.0	1.12
9/29/97	1:00-4:00	1.3	38.2	2.34	35	1.2	1.2	1.2	24	0.6	24	0.6	24	2.4	11.0	1.12
9/29/97	8:05	1.3	38.2	2.34	28	2.8	2.8	2.8	19	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	9:05	1.3	38.2	2.34	22	2.2	2.2	2.2	5	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	10:05	1.3	38.2	2.34	31	3.1	3.1	3.1	11	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	11:05	1.3	38.2	2.34	32	3.2	3.2	3.2	9	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	12:05	1.3	38.2	2.34	31	3.1	3.1	3.1	12	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	13:05	1.3	38.2	2.34	26	2.6	2.6	2.6	25	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	14:05	1.3	38.2	2.34	68	6.8	6.8	6.8	11	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	15:05	1.3	38.2	2.34	65	6.5	6.5	6.5	28	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	16:05	1.3	38.2	2.34	61	6.1	6.1	6.1	45	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	8:05-16:05	1.3	38.2	2.34	47	0.8	0.8	0.8	35	170	28	170	28	133	13.3	0.88
9/29/97	8:05-16:05	1.3	38.2	2.34	46	0.8	0.8	0.8	35	170	28	170	28	133	13.3	0.88
9/29/97	12:45-20:45	1.3	38.2	2.34	46	0.8	0.8	0.8	35	170	28	170	28	133	13.3	0.88
9/29/97	12:45-20:45	1.3	38.2	2.34	46	0.8	0.8	0.8	35	170	28	170	28	133	13.3	0.88
9/29/97	14:05	1.3	38.2	2.34	90	9.0	9.0	9.0	43	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	14:45	1.3	38.2	2.34	76	7.6	7.6	7.6	68	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	15:45	1.3	38.2	2.34	73	7.3	7.3	7.3	65	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	16:45	1.3	38.2	2.34	65	6.5	6.5	6.5	55	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	17:45	1.3	38.2	2.34	49	4.9	4.9	4.9	59	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	18:45	1.3	38.2	2.34	62	6.2	6.2	6.2	51	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	19:45	1.3	38.2	2.34	79	7.9	7.9	7.9	43	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	20:45	1.3	38.2	2.34	63	6.3	6.3	6.3	64	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	8:05-16:05	1.3	38.2	2.34	60	6.0	6.0	6.0	51	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	12:45-20:45	1.3	38.2	2.34	60	6.0	6.0	6.0	51	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	12:45-20:45	1.3	38.2	2.34	67	6.7	6.7	6.7	30	202	34	202	34	178	17.8	0.98
9/29/97	13:05	1.3	38.2	2.34	42	4.2	4.2	4.2	30	202	34	202	34	178	17.8	0.98
9/29/97	14:05	1.3	38.2	2.34	84	8.4	8.4	8.4	37	178	17	178	17	178	17.8	0.98
9/29/97	15:05-14:05	1.3	38.2	2.34	112	11.2	11.2	11.2	24	34	24	34	24	103	10.3	0.88
9/29/97	15:05-14:05	1.3	38.2	2.34	108	10.8	10.8	10.8	37	309	45	309	45	182	18.2	1.55
9/29/97	8:05	1.3	38.2	2.34	48	4.8	4.8	4.8	49	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	9:05	1.3	38.2	2.34	43	4.3	4.3	4.3	42	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	10:05	1.3	38.2	2.34	36	3.6	3.6	3.6	42	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	11:05	1.3	38.2	2.34	45	4.5	4.5	4.5	18	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	12:05	1.3	38.2	2.34	40	4.0	4.0	4.0	36	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	13:05	1.3	38.2	2.34	45	4.5	4.5	4.5	42	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	14:05	1.3	38.2	2.34	45	4.5	4.5	4.5	27	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	15:05	1.3	38.2	2.34	46	4.6	4.6	4.6	24	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	16:05	1.3	38.2	2.34	42	4.2	4.2	4.2	22	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	8:05-16:05	1.3	38.2	2.34	38	3.8	3.8	3.8	21	183	18	183	18	167	16.7	1.12
9/29/97	8:05-16:05	1.3	38.2	2.34	41	4.1	4.1	4.1	25	183	18	183	18	167	16.7	1.12
10/1/97	8:00	1.3	38.2	2.34	38	3.8	3.8	3.8	25	183	18	183	18	167	16.7	1.12
10/1/97	10:00	1.3	38.2	2.34	38	3.8	3.8	3.8	25	183	18	183	18	167	16.7	1.12
10/1/97	10:00	1.3	38.2	2.34	38	3.8	3.8	3.8	25	183	18	183	18	167	16.7	1.12

