

52  
2 eje



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**“FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE UNA PLANTA  
DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES  
MEDIANTE AERACION EXTENDIDA”**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE**

**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :**

**JOSE ANTONIO GONZALEZ MAYA**



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**MEXICO, D.F.**

**1994**



## **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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-10

SR. JOSE ANTONIO GONZALEZ MAYA,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Gastón Mendoza Gámez, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su Examen Profesional de Ingeniero Civil.

"FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE UNA PLANTA DE TRÁTAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE AERACION EXTENDIDA"

- I. INTRODUCCION
- II. DESCRIPCION DEL DISEÑO CONCEPTUAL Y BASICO
- III. PRETRATAMIENTO Y TRATAMIENTO PRIMARIO
- IV. TRATAMIENTO SECUNDARIO
- V. LODOS DE DESECHO
- VI. 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 esta.

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 20 de enero de 1992  
EL DIRECTOR



ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

## Dedicatoria

---

Este trabajo está dedicado principal y especialmente a mi familia. A José Socorro González Rodríguez y Carmen Maya de González, que aparte de ser mis padres, siempre han sido -porque así me lo han hecho sentir- mis mejores amigos, de quienes he recibido tanto a lo largo de toda mi vida, pero sobre todo lo más valioso que una persona puede desear: Amor. Sea pues este un pequeño homenaje a su invaluable labor y sacrificios, los quiero mucho.

A quienes ocupan un lugar muy especial en mi corazón por razones que ellos saben: mis hermanos -Lidia, Arturo, Leticia, Dulce y Carmen-, mis abuelos -Antonio González y María Rodríguez, especialmente a Benita Hidalgo y Pedro Trejo, junto a quienes crecí y siempre me han visto como un hijo-, mis tíos -Lourdes Hidalgo, Bárbara López, Roberto y Antonio González-, mi cuñado -Ignacio Salazar- mis sobrinos -Teocalli, Ixchel y Tenoch-, y mis primos -Gabriela y Alejandro Orozco.

A las personas que me han brindado su amistad y apoyo: Carlos Mayen, Francisco Valencia, Daniel Mayen, Rodolfo Nolasco, Ruben Hernández, Carlos Reyes, Micaela Martínez, Patricia Torres, Nora Ponce, Ricardo Sandoval, José Luis Martínez, Eduardo Abarca, Federico Zárate, Paula Noreña, Cesar Calvo, Tere Méndez, Leyla Hernández.

A los compañeros y amigos con quien compartí la fortuna de estudiar en la Facultad de Ingeniería: Rocio Segovia, Raul Guerrero, Pedro Leyva, Fortino de la Rosa, Alvaro Martínez, Arturo Frutos, Martín Jiménez y Hector Eslava.

A mi director de tesis al M.I. Gastón Mendoza Gámez, y a todos los profesores que tuvieron que ver con mi formación académica.

A mi bisabuela Felipa López T., a mi tío Antonio Hidalgo, y a uno de mis mejores amigos Uriel Eslava; su ausencia me dejó una imborrable cicatriz de vacío, los extraño.

México D.F. Agosto de 1994

## Agradecimientos

---

Agradezco al M.I. Gastón Mendoza Gámez por haberme distinguido al aceptar ser mi director de tesis. Por sus consejos, enseñanzas y confianza cuando tuve la suerte de colaborar con él, y por tener la paciencia de esperar que yo terminara este trabajo.

A Ricardo Sandoval y Cesar Calvo por facilitarme material bibliográfico para realizar esta tesis. Ricardo te agradezco todo el apoyo técnico y moral que me brindaste.

## Índice general

---

<i>Dedicatoria</i>	<i>i</i>
<i>Agradecimientos</i>	<i>iii</i>
<i>Índice general</i>	<i>v</i>
<i>Índice de cuadros</i>	<i>xi</i>
<i>Índice de figuras</i>	<i>xiii</i>
Capítulo 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 IMPORTANCIA DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO	2
1.2 OBJETIVO Y ALCANCE DE LA TESIS	3
Capítulo 2: DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO CONCEPTUAL Y BÁSICO	5
2.1 DATOS GENERALES DE PROYECTO	5
2.1.1 Datos hidráulicos	5
2.1.2 Datos de calidad de las aguas crudas	5
2.2 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO	6
2.3 DESCRIPCIÓN DE LOS PROCESOS Y EQUIPOS COMPONENTES DEL SISTEMA	7
2.3.1 Bombeo de bajo impulso	7
2.3.2 Caja de distribución y cámara de cribado	8
2.3.3 Distribución de efluentes cribados y desarenación	8
2.3.4 Medición de efluente primario	10
2.3.5 Distribución a tanques de aeración extendida	11
2.3.6 Trenes de tratamiento secundario	12
a) Tanques de aeración extendida	12
b) Clarificadores secundarios	12
c) Cárcamo de retención y recirculación de lodos	13

2.3.7	Recolección de efluentes clarificados	14
2.3.8	Desinfección de efluente clarificado	15
2.3.9	Disposición de los efluentes tratados	15
2.3.10	Espesamiento, acondicionamiento y desaguado de lodos	15
2.3.11	Instalaciones complementarias	16
2.4	DIAGRAMA DE PROCESO	17
2.5	ARREGLO FUNCIONAL DE LAS UNIDADES Y ARREGLO GENERAL DE LA PLANTA	17
<b>Capítulo 3: PRETRATAMIENTO Y TRATAMIENTO PRIMARIO</b>		<b>23</b>
<b>ASPECTOS GENERALES</b>		<b>23</b>
	Clasificación de los flujos	23
	Conductos a presión	27
	Ecuación de continuidad	27
	Ecuación de la energía	27
	Ecuación del impulso y cantidad de movimiento	29
	Pérdidas de carga	30
	Algunos conceptos sobre hidráulica de canales	30
	Energía específica	31
3.1	EMISOR DE LLEGADA	32
3.1.1	Cotas de plantilla del emisor de llegada	33
3.1.2	Análisis de las características hidráulicas del emisor de llegada	33
	a) Fórmula de Bazin	34
	b) Fórmula de Manning	36
3.1.3	Caja de excedencias	38

3.2	BOMBEO DE BAJO IMPULSO	40
3.3	DISTRIBUCIÓN A CRIBADO Y CÁMARAS DE CRIBADO	41
3.3.1	Cálculo a gasto medio	41
	a) Pérdida de carga con rejillas limpias	45
	b) Pérdida de carga con rejillas a 50 % de colmatación	46
3.3.2	Cálculo a gasto máximo	48
	a) Pérdida de carga con rejillas limpias	49
	b) Pérdida de carga con rejillas a 50 % de colmatación	50
3.3.3	Cálculo a gasto mínimo	51
	a) Pérdida de carga con rejillas limpias	53
	b) Pérdida de carga con rejillas a 50 % de colmatación	53
3.4	DISTRIBUCIÓN A DESARENACIÓN Y CÁMARAS DESARENADORAS	55
3.4.1	Cálculo a gasto medio	55
3.4.2	Cálculo a gasto máximo	57
3.4.3	Cálculo a gasto mínimo	58
3.5	RECOLECCIÓN Y MEDICIÓN DE EFLUENTE PRIMARIO	59
3.5.1	Medición de efluente primario	59
	a) Revisión a gasto medio	60
	b) Revisión a gasto máximo	61
	c) Revisión a gasto mínimo	61
3.5.2	Recolección de efluente primario	62
	a) Gasto medio	63
	b) Gasto máximo	67
	c) Gasto mínimo	70
3.6	DESCARGA DEL VERTEDOR DEL TANQUE DESARENADOR	73



3.7	PERFIL HIDRÁULICO	76
Capítulo 4: TRATAMIENTO SECUNDARIO		79
4.1	DISTRIBUCIÓN DE EFLUENTE PRIMARIO	80
4.1.1	Pérdida de carga en la bifurcación de los canales distribuidores	80
4.1.2	Tirante aguas arriba de la compuerta	82
	a) Perfil del agua de la bifurcación a la compuerta, trenes de aeración "B" y "D"	82
	b) Abertura de compuertas	85
4.2	TREN DE AERACIÓN-CLARIFICACIÓN	91
4.2.1	Tanque de aeración	91
	a) Vertedor de efluente en tanque de aeración	91
	b) Alimentación de los tanques de aeración	91
4.2.2	Tanque de clarificación	93
	a) Funcionamiento del vertedor de salida	93
	b) Conducción del tanque de aeración al clarificador	95
	c) Revisión del canal perimetral del tanque clarificador	95
4.3	CÁRCAMO DE RETENCIÓN Y RECIRCULACIÓN DE LODOS	96
4.3.1	Línea de retorno de lodos a cárcamo de retención	96
4.3.2	Línea de retorno de lodos a tanque de aeración	98
4.3.3	Bomba de tornillo para retorno de lodos	99
4.4	RECOLECCIÓN DE EFLUENTE CLARIFICADO	99
4.4.1	Canal recolector de agua clarificada	99
	Gasto medio	100
	Gasto máximo	103

	Gasto mínimo	106
4.4.2	Descarga de tanques clarificadores	109
4.5	DESINFECCIÓN DE AGUA CLARIFICADA Y TANQUE DE CONTACTO DE CLORO	110
4.5.1	Desinfección	110
4.5.2	Tanque de contacto de cloro	110
	Gasto medio	111
	Gasto máximo	112
	Gasto mínimo	113
4.6	SALIDA DE AGUA TRATADA HACIA CUERPO RECEPTOR	114
4.7	PERFIL HIDRÁULICO	115
Capítulo 5: LODOS DE DESECHO		119
5.1	LODOS EXCEDENTES	119
5.1.1	Pérdidas por fricción	120
5.1.2	Pérdidas locales	121
5.1.3	Pérdidas totales	122
5.1.4	Carga de bombeo	122
5.2	LODOS ESPESADOS	124
5.2.1	Pérdidas por fricción	125
5.2.2	Pérdidas locales	125
5.2.3	Pérdidas totales	126
5.2.4	Carga de bombeo	126
5.3	LODOS ACONDICIONADOS	127

5.3.1	Pérdidas por fricción	128
5.3.2	Pérdidas locales	129
5.3.3	Pérdidas totales	130
5.3.4	Carga de bombeo	130
5.4	DESAGUADO	131
5.5	POLIMERO Y SOLUCIÓN	131
5.6	PERFIL HIDRÁULICO	132
<b>Capítulo 6: CONCLUSIONES</b>		<b>135</b>
<b>Anexo A</b>		<b>139</b>
<b>Referencias</b>		<b>143</b>

## Índice de cuadros

---

Cuadro 2.1	Calidad de las aguas residuales crudas	6
Cuadro 3.1	Dimensiones de los canales aforadores Parshall	59
Cuadro 3.2	Cálculo del perfil en flujo espacialmente variado	76
Cuadro 4.1	Gasto unitario y por vertedor	94
Cuadro 5.1	Pérdidas por fricción en tubería de lodos excedentes	120
Cuadro 5.2	Pérdidas locales en tubería de lodos excedentes	121
Cuadro 5.3	Pérdidas por fricción en tubería de lodos espesados	125
Cuadro 5.4	Pérdidas locales en tubería de lodos espesados	125-126
Cuadro 5.5	Pérdidas por fricción en tubería de lodos acondicionados	128-129
Cuadro 5.6	Pérdidas locales en tubería de lodos acondicionados	129-130
Tabla 1	Coefficientes relativos para conductos parcialmente llenos (sección circular)	140-141

## Índice de figuras

---

Figura 2.1	Pretratamiento y tratamiento primario	9
Figura 2.2	Distribución a tratamiento secundario	11
Figura 2.3	Tratamiento secundario	13
Figura 2.4	Recolección, desinfección y disposición de efluente clarificado	14
Figura 2.5	Diagrama de proceso	19
Figura 2.6	Arreglo general de la planta	20
Figura 3.1	Flujos uniforme y variado en un canal a superficie libre	25
Figura 3.2	Interpretación de la ecuación de la energía para un conducto forzado	28
Figura 3.3	Emisor de llegada	32
Figura 3.4	Definición de pendiente	33
Figura 3.5	Características hidráulicas del emisor de llegada	38
Figura 3.6	Vertedor lateral en caja de excedencias	39
Figura 3.7	Compuerta reguladora de flujo	41
Figura 3.8	Cámara de cribado	42
Figura 3.9	Cámara desarenadora	56
Figura 3.10	Medidor Parshall	59
Figura 3.11	Vertedor y canal de salida de sección variable del desarenador	74
Figura 3.12	Perfil hidráulico del pretratamiento y tratamiento primario	77
Figura 4.1	Canales distribuidores de efluente primario	80
Figura 4.2	Vertedor de salida del clarificador	94
Figura 4.3	Canal perimetral del tanque clarificador	95

Figura 4.4	Salida del canal recolector de agua clarificada, tanque de contacto de cloro, tanque de agua tratada y vertedor de salida (Planta)	110
Figura 4.5	Salida del canal recolector de agua clarificada, tanque de contacto de cloro, tanque de agua tratada y vertedor de salida (Elevación)	115
Figura 4.6	Perfil hidráulico del tratamiento secundario	116-117
Figura 5.1	Disposición de la tubería que conduce los lodos excedentes del cárcamo de retención y recirculación a los espesadores	120
Figura 5.2	Ecuación de la energía aplicada a una línea de bombeo	122
Figura 5.3	Disposición de la tubería que conduce los lodos espesados de los espesadores a los tanques de acondicionamiento	124
Figura 5.4	Disposición de la tubería que conduce los lodos acondicionados de los tanques RAL hacia los filtros prensa	128
Figura 5.5	Disposición de la tubería que conduce la solución de polímero de los DPQ's hacia los RAL	132
Figura 5.6	Perfil hidráulico del desecho de lodos	133
Gráfica 1	Elementos hidráulicos de la sección circular	139
Gráfica 2	Coefficientes de gasto de una compuerta plana vertical según Cofré y Buchheister	139

Hay lugares que recuerdo toda mi vida  
aunque algunos han cambiado,  
algunos para siempre, no para mejorar,  
algunos se han ido y algunos permanecen.

Todos esos lugares tuvieron sus momentos  
con amantes y amigos que aun puedo recordar,  
algunos estan muertos y algunos estan vivos,  
en mi vida los ame a todos.

Pero de todos esos amigos y amantes  
no hay nadie comparado contigo,  
y esos recuerdos pierden su significado  
cuando pienso en el amor como algo nuevo.

Aunque se que nunca perdere este amor  
por la gente y cosas que se fueron antes,  
se que con frecuencia me defengo y pienso en ellos,  
en mi vida te amo más.

-Lennon & Mc. Cartney-

## INTRODUCCIÓN

Desde los inicios de la civilización, el hombre se ha caracterizado por realizar actividades que mejoren sus condiciones de vida. Es ahí donde nace la preocupación que aumenta día con día, por suministrar satisfactores y servicios a la sociedad; pues debido al continuo crecimiento demográfico se presentan cada vez más complejos los problemas que obstaculizan el suministro de aquellos, pese al desarrollo tecnológico.

La ingeniería; disciplina cuyo objetivo primordial es transformar la naturaleza preservando todo lo que esta ofrece y conservando el equilibrio del medio ambiente en beneficio del hombre y, más específicamente, la ingeniería civil que a través de sus distintas áreas se encarga de organizar, regular y direccionar tal transformación con la finalidad de buscar, encontrar y llevar a cabo las soluciones óptimas que nos garanticen la confiabilidad y funcionalidad de algún plan encaminado a proporcionar el bienestar, la seguridad y la salud social; ambas, se enfrentan en la actualidad a una innumerable cantidad de problemas, de entre ellos, dos que sobresalen por su gravedad e importancia son:

- 1) Proporcionar a una comunidad el líquido vital por excelencia, el agua.
- 2) Desalojar este mismo líquido una vez utilizado.

Para solucionar estos problemas, es necesario llevar a cabo varios y elaborados procesos. Estos, desde el tratamiento y distribución del suministro del agua potable, hasta la recolección, tratamiento y disposición del agua residual o de desecho, conducen a la aplicación de toda una gama de acciones que de no realizarse, o en su defecto hacerlas parcialmente, traería consecuencias perjudiciales para el hombre y su entorno natural.

La contaminación es un problema complejo que atañe a todos, y es de conocimiento general que el agua es uno de los elementos de la naturaleza en donde más se presenta, es por eso que el tratamiento de las aguas residuales es uno de los más importantes recursos para prevenir y evitarla.

Al mismo tiempo, el tratamiento de las aguas negras o residuales es medio de defensa fundamental contra las enfermedades hídricas -aquéllas en las que el agua tiene incidencia



directa- como el cólera, la tifoidea, la disenteria, y las enfermedades diarreicas. Por todo esto, es de vital importancia el tratamiento de las aguas. Además de que al crecer la población y la industria la demanda de agua se incrementa y cada vez es más difícil satisfacerla, por lo que el tratamiento de las aguas residuales y su reúso es una opción para hacer frente a las problemáticas de contaminación, salud pública y abastecimiento de agua.

El diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales, comprende, desde los trabajos de muestreo del agua (cualitativa y cuantitativamente), pasando por la evaluación de los procesos aplicables y pruebas de tratabilidad, hasta la ingeniería básica de los sistemas de tratamiento, donde se diseñan dimensionalmente las unidades sin considerar la selección de equipo específico.

Al seleccionar el sistema más conveniente, el diseño básico se ajusta a las características de los equipos existentes y se desarrolla el diseño ejecutivo o de detalle, donde se incluyen: el diseño hidráulico, arquitectónico, electromecánico, estructural y de instrumentación.

La atención del presente trabajo se dirige a la descripción del funcionamiento hidráulico de una planta de tratamiento de aguas residuales, pues es en éste donde se refleja la finalidad del diseño hidráulico. La planta en cuestión se concibe como un modelo ideal e imaginario.

## 1.1 IMPORTANCIA DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.

Indiscutiblemente, la eficiencia del tratamiento depende de la calidad del diseño, de la operación y mantenimiento de la planta de tratamiento, así como del tipo y concentración de las aguas residuales, y de la calidad que se requiera del efluente.

El funcionamiento hidráulico es parte esencial del proceso de tratamiento, y está íntimamente ligado al diseño y a la operación de la planta. Al diseño, por que una vez determinado el proceso de tratamiento y el tipo de equipo -en función de los costos de construcción, operación y mantenimiento- es necesario que la operación de la planta sea lo más sencilla posible, es decir, que el funcionamiento hidráulico no represente problemas complejos, sino por el contrario se facilite. En la operación -control del proceso de tratamiento- se manifiesta de sobre manera, ya que del funcionamiento hidráulico depende que se cumplan los tiempos de retención del fluido en los tanques, y que las velocidades del flujo sean las adecuadas a todo lo largo del proceso, o sea, que el flujo hidráulico se comporte de acuerdo a las necesidades básicas que el proceso de tratamiento requiera. Entonces, si los tiempos de retención son menores a los establecidos en el diseño se presentarían problemas en la eficiencia del proceso de tratamiento, no obstante que este sea el más adecuado y sofisticado que se pueda aplicar para el tipo de aguas residuales a tratar. De la misma forma, bajara la calidad del tratamiento si las velocidades del flujo no son las apropiadas, ya que por ejemplo, si las velocidades que se tengan son mayores a las de diseño, se pueden presentar turbulencias en los tanques, así como arrastre de material inorgánico que debería de sedimentarse previamente; o si se manifiesta la contraparte, un flujo con velocidades más lentas que las de diseño, se presentan problemas de sedimentación de sólidos suspendidos que deben de sedimentarse, pero en un punto más adelante y específico del proceso, lo cual también trae como consecuencia deficiencia en la calidad al final del tratamiento.

Además, si aparte de todos estos factores hay problemas en la cantidad del flujo a tratar, es decir, que existan variaciones en el gasto influente ya sean de exceso o de escasez, se debiera adecuar el funcionamiento hidráulico por medio de diferentes dispositivos y del ajuste de algunos mecanismos propios del equipo para que el proceso de tratamiento no se altere, y si se altera sea en una mínima proporción con el fin de asegurar que se cumpla con las solicitudes finales de calidad del agua tratada.

Es tan importante el funcionamiento hidráulico de una planta de tratamiento, que el realizar o estructurar un "manual de operación" es imprescindible, pues el control del proceso de tratamiento se da a partir de las políticas o prácticas de operación que se incluyen en dicho manual. Estas políticas de operación están enfocadas para mejorar y optimizar el funcionamiento de la planta, además, es importante contar con la automatización de los equipos -aunque no siempre se hace- ya que esto también ayuda y facilita la operación y el mantenimiento.

Otro aspecto significativo en el funcionamiento y control del proceso se refiere a la buena medición de los caudales, realizándolos en sitios adecuados, y al muestreo tanto de las aguas residuales como de las aguas renovadas, para efectuar el monitoreo analítico y calibración del modelo matemático que simula el proceso biológico utilizado. Desde luego, no se puede quedar al margen de todos estos factores la capacitación del personal encargado de la operación de la planta.

## 1.2 OBJETIVO Y ALCANCE DE LA TESIS.

Por lo expuesto anteriormente, se observa que es determinante la atención que se le de al funcionamiento hidráulico de una planta de tratamiento de aguas residuales. Por tanto, el objetivo principal de esta tesis es presentar y ejemplificar el funcionamiento hidráulico de una planta de tratamiento, realizando para este fin el análisis de los fenómenos hidráulicos que tienen lugar en un caso práctico, haciendo los comentarios convenientes y encauzados al entendimiento y solución de los problemas particulares que se vayan presentando.

Por otro lado, se trata que este documento funcione como apoyo didáctico, principalmente a la comunidad de las escuelas de ingeniería civil a nivel licenciatura -pues se utilizan fundamentos básicos de la ingeniería hidráulica- para que tengan a su alcance una visión general del aspecto hidráulico que se maneja dentro de una planta de tratamiento de aguas residuales.

*Sabrías mi nombre si te viera en el cielo,  
será lo mismo si te viera en el cielo,  
debo ser fuerte y aceptarlo,  
porque se que no pertenezco aquí, al cielo*

*Tomarías mi mano si te viera en el cielo,  
me ayudarías a sostenerme si te viera en el cielo,  
volaré mi destino a través de la noche y el día,  
porque se que no puedo quedarme aquí, en el cielo*

*El tiempo puede hacer que te derrumbes,  
el tiempo puede vencer tu necesidad,  
puede romper tu corazón, teniendo que suplicar ; por favor !*

*Pasando la puerta hay paz, estoy seguro  
se que no habra más lagrimas en el cielo*

*Sabrías mi nombre si te viera en el cielo,  
será lo mismo si te viera en el cielo,  
debo ser fuerte y aceptarlo,  
porque se que yo no pertenezco aquí, al cielo*

*-E. Clapton-*

## DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO CONCEPTUAL Y BÁSICO

En este capítulo se presentan los datos generales de proyecto, las características del sistema de tratamiento, el diagrama de proceso, y el arreglo general de la planta; resultado final del estudio y evaluación de las características del influente (cuadro 2.1).

### 2.1 DATOS GENERALES DE PROYECTO

#### 2.1.1 Datos hidráulicos

Se definieron los siguientes gastos de diseño:

Gasto máximo	=	2760 l/s
Gasto medio	=	2000 l/s
Gasto mínimo	=	1220 l/s

Debido a que la planta de tratamiento se diseñó para un sistema de drenaje separado, no se toma en cuenta la precipitación pluvial y por consecuencia no se consideran picos por tormentas.

#### 2.1.2 Datos de calidad de las aguas crudas

De acuerdo con los resultados de la caracterización de las aguas residuales, evaluando las características del influente se obtienen los datos siguientes:

Cuadro 2.1

CALIDAD DE LAS AGUAS RESIDUALES CRUDAS

Parámetro	Concentración
pH (Potencial Hidrógeno)	6,8
SST (Sólidos Suspendidos Totales)	345 mg/l
SSV (Sólidos Suspendidos Volátiles)	211 mg/l
DBO <sub>5</sub> (Demanda Bioquímica de Oxígeno)	157 mg/l
DBO-diseño (Demanda Bioquímica de Oxígeno de diseño)	200 mg/l
DQO (Demanda Química de Oxígeno)	612 mg/l
G y A (Grasas y Aceites)	113 mg/l
N tot (Nitrógeno total)	38 mg/l
P tot (Fósforo total)	14 mg/l

## 2.2 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

El sistema de tratamiento seleccionado fue, **Aeración Extendida**, que es una variante del proceso de lodos activados, y se caracteriza, como su nombre lo indica, por tiempos de aeración más largos y cargas uniformes de DBO y sólidos suspendidos en todo el reactor. El largo periodo de aeración -usualmente 24 horas- así como la alta concentración de sólidos suspendidos en el licor mezclado, permiten a los microorganismos mantener un estado de respiración endógena, produciendo un efluente altamente nitrificado.

Además, este proceso también tiene las siguientes ventajas:

- Mayor confiabilidad ante la ocurrencia de picos de carga orgánica o flujo.
- Generación de lodos no agresivos.
- Menores complicaciones de disposición de lodos.
- Efectos ambientales no considerables.
- Eficiencias de remoción adecuadas para la mayoría de los parámetros.
- La eficiencia en la remoción de DBO es del 75 al 95%.

De acuerdo con la evaluación del diseño conceptual y la ingeniería básica de la planta de tratamiento, se seleccionó un sistema de tratamiento secundario con los siguientes elementos (punto 2.5 y figura 2.6):

- Bombeo de bajo impulso mediante bombas tipo tornillo en canal abierto.
- Caja de distribución de agua cruda.
- Cámaras de cribado grueso con mecanismo automático para la remoción de materia cribada.
- Cámaras desarenadoras por gravedad, con mecanismos de rastras y tolva para desaguado de arenas y retorno de sólidos orgánicos.
- Medición del efluente primario mediante canales Parshall.

Distribución de efluentes primarios mediante canales abiertos.  
 Aeración extendida mediante difusores de burbuja fina.  
 Clarificación secundaria en tanques de planta circular, con entrada del influente por la zona central, recolección del lodo mediante rastras y efluente en canal periférico.  
 Recolección de efluentes secundarios en canal abierto.  
 Desinfección de efluentes mediante aplicación de cloro, con retención hidráulica en tanques de contacto.  
 Caja de distribución de efluentes tratados controlada mediante vertedores de pared recta y agujas de seccionamiento.

En lo relativo al tratamiento y desecho de lodos, se cuenta con:

- Bombeo de lodos excedentes en cada tren de tratamiento, según la producción que se presente.
- Espesamiento por gravedad y remoción de natas: los lodos espesados se bombearán al reactor de acondicionamiento mediante bombas de cavidad progresiva.
- Acondicionamiento de lodos espesados mediante dosificación de polielectrolito en solución.
- Desaguado de lodos acondicionados por medio de filtros prensa tipo banda.
- Disposición final de lodos desaguados, ya sea en rellenos sanitarios o en suelos agrícolas, de acuerdo con las condiciones que se presenten en su momento.

## 2.3 DESCRIPCIÓN DE LOS PROCESOS Y EQUIPOS COMPONENTES DEL SISTEMA

### 2.3.1 Bombeo de bajo impulso

Las aguas residuales crudas son conducidas a la planta mediante un emisor de concreto reforzado de 152 cm de diámetro interno, con pendiente de dos milésimas en el tramo anterior a su llegada a la planta.

El emisor se conecta a una caja deflectora en la que se cuenta con una compuerta para controlar la entrada de flujos a la planta, y su desviación en casos de emergencias. La tubería se conecta después a una segunda caja deflectora en la cual se descarga el drenaje general de la planta, incluyendo drenaje sanitario y retorno de agua de los procesos de tratamiento de lodos. El agua cruda se distribuye en una caja de llegada al bombeo de bajo impulso.

El bombeo se realiza mediante bombas tipo tornillo en canal abierto (figura 2.1), en el siguiente rango de operación:

Gasto máximo	=	2760 l/s
Gasto medio	=	2000 l/s
Gasto mínimo	=	1220 l/s

Se seleccionaron cuatro bombas de tornillo, de 2,130 mm de diámetro, y 11.7 m de longitud, instaladas con una inclinación respecto al piso de 38°, para vencer una carga estática de

6.00 m. Cada bomba tiene una capacidad media de 1000 l/s, con 1.30 m como nivel de punto de llenado (tirante en la caja de llegada).

Las bombas operarán alternadamente, tres de ellas para gasto máximo, una para gasto mínimo y, dos para gasto medio; además, se contará con una bomba de reserva para cubrir cualquier falla en alguna otra.

### 2.3.2 Caja de distribución y cámara de cribado

Las bombas de tornillo descargan a una caja de distribución (figura 2.1) con salida a cuatro cámaras de cribado. La salida de la caja de distribución se controla mediante compuertas planas verticales operadas eléctricamente.

Cada cámara de cribado funcionará dentro de los siguientes rangos de gasto:

Gasto máximo	=	690 l/s
Gasto medio	=	500 l/s
Gasto mínimo	=	305 l/s

Se utilizaron los siguientes criterios de diseño:

· Velocidad en la rejilla		
a gasto máximo	=	0.90 m/s
a gasto medio	=	0.62 m/s
a gasto mínimo	=	0.50 m/s
· Espaciamiento libre entre barras	=	1.91 cm
· Ancho de las barras	=	0.64 cm
· Número de espacios libres	=	60
· Número de barras	=	59
· Ancho del canal y de la cámara	=	1.52 m

El mecanismo de limpieza operará de manera automática, ya sea por medio de flotadores que midan la pérdida de carga máxima permisible en la rejilla, o bien mediante temporizadores electrónicos.

Cada cámara de cribado está formada por: un canal rectangular de 1.52 m de ancho de plantilla, y 10 m de longitud, localizándose en la parte media la criba, inclinada 75° respecto al piso del canal. Además, se tienen dos compuertas planas verticales, una a la entrada del canal para controlar la distribución, a 5 m del eje transversal de la criba, y otra a la salida, únicamente para el caso en que se requiera aislar una criba, a 5 m aguas abajo del mismo eje.

### 2.3.3 Distribución de efluentes cribados y desarenación

El agua cribada se conduce mediante canales (un canal por criba) a dos baterías de dos desarenadores cada una. Las baterías se denominarán derecha e izquierda. A su vez cada batería se formará por un desarenador D-01 y un desarenador D-02.

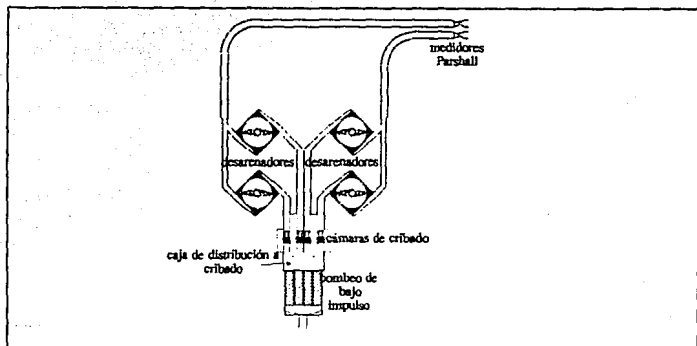


Figura 2.1 Pretratamiento y tratamiento primario.

Las dos cribas exteriores alimentan a los desarenadores D-01 mediante un canal rectangular con las siguientes características:

Ancho de plantilla (b)	=	1.52 m
Longitud	=	10 m

Siendo la longitud, la comprendida entre el eje transversal de la criba y el inicio del canal de entrada del desarenador.

De la misma forma, las dos cribas interiores alimentan a los desarenadores D-02 mediante un canal rectangular con las siguientes características:

Ancho de plantilla (b)	=	1.52 m
Longitud	=	22.98 m

Siendo la longitud, la comprendida entre el eje transversal de la criba y el inicio del canal de entrada del desarenador.

La alimentación de las cámaras desarenadoras se controla mediante las compuertas localizadas antes de la cámara de cribado. Dichas compuertas cuentan con un mecanismo de elevación eléctrico.

Los desarenadores están diseñados para el mismo rango de gasto que las cribas. Están conformados por un canal de entrada, una desviación con mamparas y la cámara de desarenación de planta cuadrada en su parte superior y circular en su parte inferior. En la cámara existe un mecanismo de rastras que impulsa a las arenas del fondo a una tolva situada a un costado, comunicada con una segunda tolva en la que un mecanismo reciprocante extrae



la arena, escurriendo el exceso de agua y retornando -mediante una bomba pequeña- los sólidos orgánicos flotantes. La salida del flujo desarenado se efectúa por un vertedor de pared recta a un canal de salida. Los canales de salida de cada batería de desarenadores descargan a dos canales recolectores (uno por batería), terminando en dos medidores Parshall antes de su distribución al tratamiento secundario (figura 2.1).

Las principales características de los desarenadores son:

Gasto máximo	=	690 l/s
Gasto medio	=	500 l/s
Gasto mínimo	=	305 l/s
Diámetro de partícula removida equivalente	=	mallá 65 (0.208 mm)
Carga superficial máxima	=	<1600 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -día
Tasa de decantación	=	1.9 cm/s

### 2.3.4 Medición de efluente primario

El efluente de los desarenadores se conduce a los medidores de flujo tipo Parshall, mediante un par de canales recolectores de agua desarenada. La batería izquierda de desarenadores alimenta al canal recolector largo, mientras la batería derecha hace lo propio con el canal recolector corto (figura 2.1).

Los canales recolectores, son rectangulares y con las siguientes características:

• Canal recolector corto

Ancho de plantilla (b)	=	1.20 m
Longitud <sub>1</sub>	=	18.00 m
Longitud de la curva	=	10.00 m
Longitud <sub>2</sub>	=	40.00 m

Midiéndose la longitud<sub>1</sub> del canal de salida del desarenador D-01, al inicio de la curva, y la longitud<sub>2</sub> del final de la curva a la entrada del medidor Parshall derecho.

• Canal recolector largo

Ancho de plantilla (b)	=	1.20 m
Longitud <sub>1</sub>	=	18.00 m
Longitud de la curva	=	10.00 m
Longitud <sub>2</sub>	=	82.67 m

Midiéndose la longitud<sub>1</sub> del canal de salida del desarenador D-01, al inicio de la curva, y la longitud<sub>2</sub> del final de la curva a la entrada del medidor Parshall izquierdo.

Los medidores Parshall tienen las siguientes características:

Longitud nominal (L <sub>n</sub> )	=	3 ft
Ancho de garganta (W)	=	0.9144 m

Altura de bordo (E)	=	0.9144 m
Descarga tipo	=	libre
Material	=	fibra de vidrio y poliéster, autoportable.

### 2.3.5 Distribución a tanques de aeración extendida

Después de los canales Parshall se inicia la distribución del efluente primario a los tanques de aeración, los cuales están agrupados en dos bloques de dos unidades. La distribución se lleva a cabo mediante dos canales distribuidores -largo y corto-, cada uno de los cuales derivará en dos tanques, mediante compuertas colocadas cinco metros antes de la derivación a cada tramo de aeración, y conducción en sifón invertido. Cada canal se bifurca para alimentar a los tanques de aeración (figura 2.2).

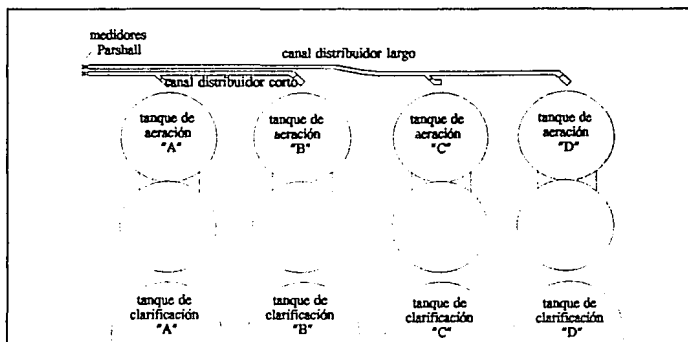


Figura 2.2 Distribución a tratamiento secundario.

El canal distribuidor largo, proviene del Parshall izquierdo, y el canal distribuidor corto del Parshall derecho.

Ambos canales distribuidores son rectangulares y tienen las siguientes características:

#### • Canal distribuidor corto

Ancho de plantilla ( $b_1$ )	=	1.20 m
Ancho de plantilla ( $b_2$ )	=	0.60 m
Longitud <sub>1</sub>	=	10.00 m
Longitud <sub>2</sub>	=	10.08 m
Longitud <sub>3</sub>	=	80.08 m

Siendo  $b_1$  el ancho inmediatamente después del Parshall y antes de la bifurcación del canal, y  $b_2$  el ancho existente desde la bifurcación hasta la entrada del sifón invertido de cada tren; midiéndose la longitud<sub>1</sub> de la salida del Parshall derecho a la bifurcación, la longitud<sub>2</sub> de la bifurcación a la derivación del tren de aeración "A", y la longitud<sub>3</sub> de la bifurcación a la derivación del tren de aeración "B", (figura 4.1).

· Canal distribuidor largo

Ancho de plantilla ( $b_1$ )	=	1.20 m
Ancho de plantilla ( $b_2$ )	=	0.60 m
Longitud <sub>1</sub>	=	150.08 m
Longitud <sub>2</sub>	=	10.08 m
Longitud <sub>3</sub>	=	80.00 m

Siendo  $b_1$  el ancho inmediatamente después del Parshall y antes de la bifurcación del canal, y  $b_2$  el ancho existente desde la bifurcación hasta la entrada del sifón invertido de cada tren; midiéndose la longitud<sub>1</sub> de la salida del Parshall izquierdo a la bifurcación, la longitud<sub>2</sub> de la bifurcación a la derivación del tren de aeración "C", y la longitud<sub>3</sub> de la bifurcación a la derivación del tren de aeración "D", (figura 4.1).

### 2.3.6 Trenes de tratamiento secundario

Se cuenta con cuatro trenes de aeración-clarificación, los cuales se denominan trenes "A", "B", "C" y "D", siguiendo el sentido del escurrimiento, agrupándose en dos bloques de dos trenes. Hay que señalar que cada bloque opera en forma simultánea con un cárcamo de retención y recirculación de lodos (figura 2.3).

#### a) Tanques de aeración extendida

Los tanques de aeración extendida esta divididos en dos zonas intercomunicadas, de planta circular.

El sistema consta de puentes giratorios que portan baterías de difusores de burbuja fina, estos últimos proporcionan oxigenación al licor mezclado y aquellos efectúan una agitación mecánica, operando dentro de las siguientes condiciones:

Gasto medio/tren	=	500 l/s (s/recirculación)
Tiempo de retención hidráulico	=	13 horas (s/recirculación)
DBO <sub>5</sub> influente	=	200 mg/l (s/recirculación)
DBO <sub>5</sub> efluente	=	< 30 mg/l
SS efluente	=	< 30 mg/l

#### b) Clarificadores secundarios

Los clarificadores secundarios son de planta circular, con influente alimentado al pozo central mediante sifón invertido y efluente recolectado en canal periférico. Sus principales características son:

Gasto medio proyecto	=	855 l/s (influyente $\varphi$ /recirculación)
Gasto máximo efluente clarificado	=	690 l/s
Carga de sólidos	=	< 100 kg/m <sup>2</sup> -día (para gasto máximo $\varphi$ /recirculación)
Tasa de derrame	=	< 24 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -día (para gasto máximo)
Carga sobre el vertedor	=	< 250 m <sup>3</sup> /día-m (para gasto máximo)

### c) Cárcamo de retención y recirculación de lodos

El retorno de lodos se efectúa conduciendo los mismos de la tolva del clarificador al cárcamo de retención y recirculación de lodos, mediante un sifón invertido controlado en su descarga por una válvula telescópica. En dicho cárcamo se tienen tres bombas tipo tornillo, encamisadas en un tubo de acero inoxidable y con chumacera inferior acoplada a un mecanismo diferencial para su izaje.

Cada bomba tiene las siguientes características:

Gasto medio de diseño	=	420 l/s
Altura estática mínima	=	1.50 m
Ángulo de inclinación máximo	=	38°

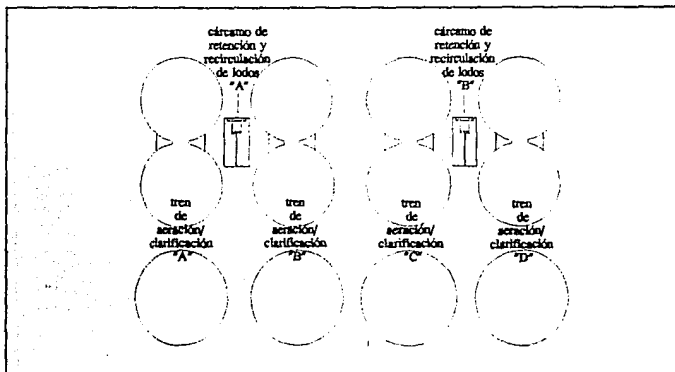


Figura 2.3 Tratamiento secundario.

### 2.3.7 Recolección de efluentes clarificados

Los efluentes clarificados son vertidos a un canal recolector de sección creciente, y llegan a dos tanques de contacto de cloro para su desinfección (figura 2.4).

El canal recolector de agua clarificada, es rectangular y con las siguientes características:

Ancho de plantilla <sub>1</sub> (b <sub>1</sub> )	=	0.75 m
Longitud <sub>1</sub> (L <sub>1</sub> )	=	70.00 m
Ancho de plantilla <sub>2</sub> (b <sub>2</sub> )	=	1.00 m
Longitud <sub>2</sub> (L <sub>2</sub> )	=	70.00 m
Ancho de plantilla <sub>3</sub> (b <sub>3</sub> )	=	1.15 m
Longitud <sub>3</sub> (L <sub>3</sub> )	=	70.00 m
Ancho de plantilla <sub>4</sub> (b <sub>4</sub> )	=	1.25 m
Longitud <sub>4</sub> (L <sub>4</sub> )	=	45.00 m

Definiéndose dichas características como:

- b<sub>1</sub> : Ancho de plantilla del canal recolector a lo largo de la Longitud<sub>1</sub>.
- L<sub>1</sub> : Distancia entre las salidas de los clarificadores "A" y "B".
- b<sub>2</sub> : Ancho de plantilla del canal recolector a lo largo de la Longitud<sub>2</sub>.
- L<sub>2</sub> : Distancia entre las salidas de los clarificadores "B" y "C".
- b<sub>3</sub> : Ancho de plantilla del canal recolector a lo largo de la Longitud<sub>3</sub>.
- L<sub>3</sub> : Distancia entre las salidas de los clarificadores "C" y "D".
- b<sub>4</sub> : Ancho de plantilla del canal recolector a lo largo de la Longitud<sub>4</sub>.
- L<sub>4</sub> : Distancia comprendida entre la salida del clarificador "D" y la entrada a los tanques de contacto de cloro, donde se bifurca el canal.

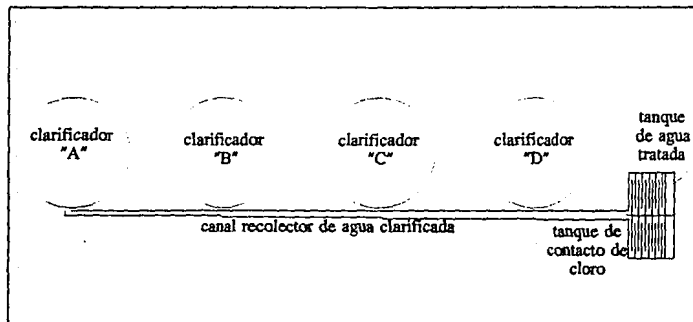


Figura 2.4 Recolección, desinfección y disposición de efluente clarificado.

### 2.3.8 Desinfección de efluente clarificado

El efluente clarificado se desinfecta con cloro, el cual es dosificado a la entrada de los dos tanques de contacto mediante un difusor.

Las principales características del sistema de desinfección son:

Dosis	=	10 mg/l
Tiempo de retención	=	15 minutos
Gasto medio por clorar	=	2000 l/s
Tiempo de almacenamiento del cloro	=	15 días (máximo)

La razón principal, por la que se cuenta con dos tanques de contacto, es la de proporcionar flexibilidad de operación en la planta, y poder vaciar uno de ellos -en caso de que sea necesario- sin que se tenga que detener el proceso en esta. Las dimensiones de cada tanque son 30.00 m x 20.00 m, con 9 mamparas, resultando un canal con ancho de plantilla de 3.00 m y 9 cambios de dirección, haciendo una longitud total de 200.00 m. Para este tanque se considera un tiempo hidráulico de retención de 15 minutos.

### 2.3.9 Disposición de los efluentes tratados

A la salida de los tanques de contacto de cloro, estos se conectan con una caja repartidora, la cual tiene dimensiones de 40.00 m x 10.00 m, y un vertedor de pared recta de 5.00 m de longitud alojado al centro del lado largo. Para este tanque de agua tratada se considera un tiempo hidráulico de retención de 5 minutos. El efluente final se enviará hacia un cuerpo receptor de agua tratada, con la finalidad de proteger la flora y la fauna acuáticas presentes en el mismo.

### 2.3.10 Espesamiento, acondicionamiento y desaguado de lodos

De los lodos bombeados mediante bombas de tornillo encamisadas, aquéllos que son excedentes del gasto de recirculación se almacenan en cárcamos situados entre dos trenes consecutivos de aeración-clarificación. De ahí son bombeados -según sea necesario- a dos tanques espesadores. El bombeo se hace con unidades sumergibles, conduciendo mediante tubería a presión al gasto de lodos de los primeros dos trenes de aeración-clarificación al espesador E-01 y de los dos siguientes trenes a otro espesador E-02.

Los cárcamos de lodos de los trenes A-B están comunicados, al igual que los de los trenes C-D, por lo que, entre cada par, se cuenta con dos bombas operando alternadamente, con las características:

Carga total	=	10 m
Gasto medio de diseño	=	57 l/s
Tiempo de operación promedio	=	8 horas diarias c/u

La alimentación de lodos excedentes a espesadores se lleva a cabo por la parte central, entrando la tubería por la tolva del piso. Cada espesador funciona dentro de los siguientes

rangos:

Tiempo de bombeo influente	=	16 horas
Gasto medio de diseño	=	57 l/s
Carga de sólidos	=	26 kg/m <sup>2</sup> -día
Carga del lodo espesado	=	9.86 l/s por espesador
Concentración del lodo espesado	=	3 % sólidos
Gasto de sodrenadante	=	47.5 l/s por espesador
Número de unidades	=	2

Para el acondicionamiento del lodo espesado se tiene una instalación especial, el edificio de acondicionamiento de lodos, en el hay 3 tanques de almacenamiento de polielectrolito líquido, el cual es bombeado mediante unidades de diafragma a 4 tanques de dosificación con mezcladores mecánicos, para su dilución en agua potable.

La solución de polímero se bombea mediante dos unidades de diafragma al reactor de acondicionamiento de lodos, al que llega también el flujo de lodos espesados.

El lodo espesado se bombea a los rectores de acondicionamiento (uno en operación y otro en reserva) mediante bombas de desplazamiento positivo de tipo cavidad progresiva, lo mismo que el lodo acondicionado a los filtros prensa de banda.

Los filtros prensa tienen un ancho de banda de 2 m, y funcionan dentro de los siguientes rangos:

Tiempo de operación	=	16 horas diarias c\
Capacidad por metro de ancho de banda	=	7 a 14 m <sup>3</sup> /h
Gasto de alimentación	=	20 l/s (total)
Carga de sólidos	=	325 a 1300 ton/h-m
Volumen de lodos desaguados	=	167.2 m <sup>3</sup> diarios (total)
Gasto de agua eliminada	=	969 m <sup>3</sup> /d (total)
Número de unidades	=	4

Los lodos desaguados, así como la materia cribada y las arenas en el pretratamiento, son removidos mediante bandas transportadoras hacia tolvas elevadas, para su descarga en camiones y su disposición final al relleno sanitario.

### 2.3.11 Instalaciones complementarias

Las instalaciones complementarias son: el sistema de abastecimiento de agua, la red de riego, y los drenajes sanitario y pluvial.

El sistema de abastecimiento de agua cubrirá las necesidades propias de los edificios que conforman el complejo de la planta de tratamiento (punto 2.5 y figura 2.6). Se contará con una red de riego primordialmente para riego de áreas verdes. La principal función del drenaje sanitario de la planta será retornar hacia la entrada de la planta (a la caja de las bombas de tornillo) los flujos sobrenadantes de los espesadores, los filtrados a la torta de lodos en las prensas de banda, los flujos de las naves de cloración, de acondicionamiento de lodos, de los

edificios administrativo, laboratorio y servicios generales; y en casos extraordinarios la purga de los trenes secundarios y de los desarenadores.

Los volúmenes diarios estimados que retornarán a través del drenaje sanitario son:

Sobrenadante de espesadores	=	5470 m <sup>3</sup> /día
Filtrado en prensas de banda	=	969 m <sup>3</sup> /día

En casos excepcionales:

Purga de un tren de aeración	=	250 l/s
Tiempo de purga	=	25.3 horas aprox.
Purga de un tren de clarificación	=	250 l/s
Tiempo de purga	=	10 horas aprox.
Purga de un desarenador	=	80 l/s
Tiempo de purga	=	5 minutos aprox.

En las zonas de vialidades y en las áreas jardinadas alrededor de los tanques de proceso, existe drenaje pluvial, el cual descarga fuera de la planta por lo que no se toma en cuenta para los cálculos de los procesos el volumen de agua que capta.

## 2.4 DIAGRAMA DE PROCESO

El diagrama de proceso (figura 2.5) nos muestra las líneas de flujo que corren dentro de la planta de tratamiento, tales líneas son:

1 - 12	:	Agua
A - L	:	Lodos, materia cribada y arenas
a - b	:	Reactivos y acondicionadores

## 2.5 ARREGLO FUNCIONAL DE LAS UNIDADES Y ARREGLO GENERAL DE LA PLANTA

El arreglo funcional de la planta está definido de la siguiente manera:

Resumiendo las características del sistema, el tratamiento corresponde al proceso de aeración extendida, con una capacidad de diseño de 2,000 l/s, en cuatro trenes de 500 l/s cada uno. Consta de pretratamiento, con cuatro trenes, incluyendo bombeo de bajo impulso mediante bombas de tornillo, caja de distribución controlada por compuertas, canales de cribado, cámaras de cribado, cámaras desarenadoras de flujo horizontal, dos canales recolectores y canales medidores Parshall. Los tanques de aeración y los clarificadores se encuentran en dos grupos de dos unidades.

Los tanques de aeración son alimentados mediante un canal distribuidor, cada uno descarga sus efluentes a su clarificador correspondiente; los clarificadores descargan en un canal recolector, de donde los efluentes son conducidos a un tanque de contacto de cloro. Finalmente,



el efluente desinfectado llega a un tanque de agua tratada de donde se envía hacia un cuerpo de agua.

El tratamiento de lodos consta de espesamiento, acondicionamiento, desaguado mediante filtros prensa y disposición en relleno sanitario.

Para comprender mejor el arreglo funcional de las unidades, se enlistan los elementos que componen la planta de tratamiento, seguido de el arreglo general de la planta (figura 2.6) donde se muestra graficamente la disposición física de tales elementos:

1	:	Emisor de llegada
2	:	Bombeo de bajo impulso
3	:	Cámaras de cribado
4	:	Cámara desarenadora izquierda
5	:	Cámara desarenadora derecha
6	:	Canal recolector corto
7	:	Canal recolector largo
8	:	Medidores parshall
9	:	Canal distribuidor corto
10	:	Canal distribuidor largo
11	:	Tren de aireación-clarificación "A"
12	:	Tren de aireación-clarificación "B"
13	:	Tren de aireación-clarificación "C"
14	:	Tren de aireación-clarificación "D"
15	:	Canal recolector de agua clarificada
16	:	Tanque de contacto de cloro y agua tratada
17	:	Cárcamo de retención y recirculación de lodos "A"
18	:	Cárcamo de retención y recirculación de lodos "B"
19	:	Espesador E-01
20	:	Espesador E-02
A	:	Edificio de servicios generales
B	:	Edificio laboratorio
C	:	Edificio administrativo
D	:	Edificio de acondicionamiento de lodos
E	:	Taller
F	:	Edificio de cloración
G	:	Subestación eléctrica
H	:	Subestación eléctrica

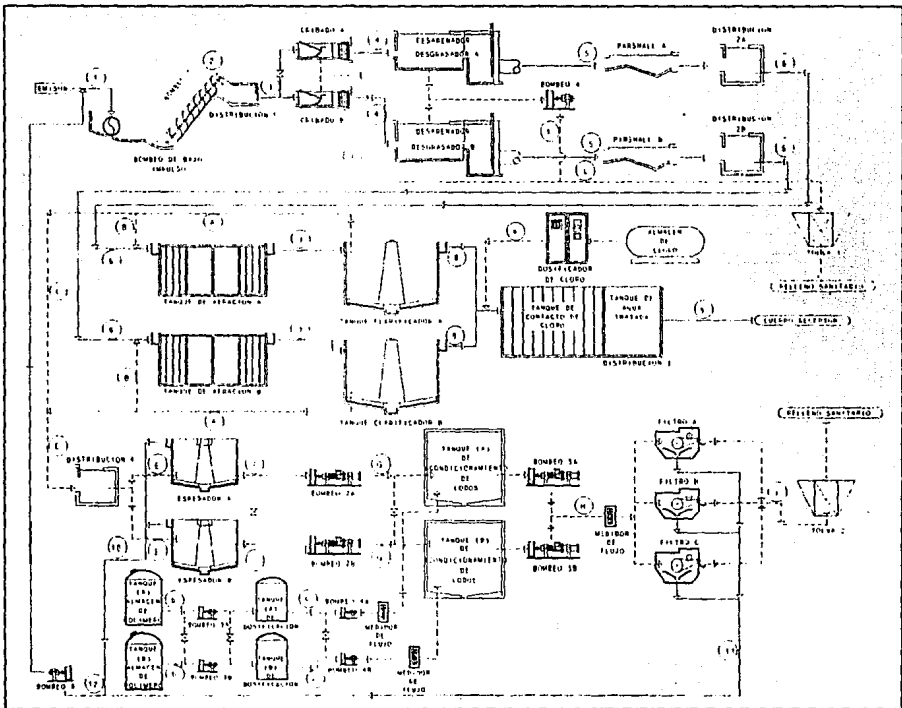


Figura 25 Diagrama de proceso.

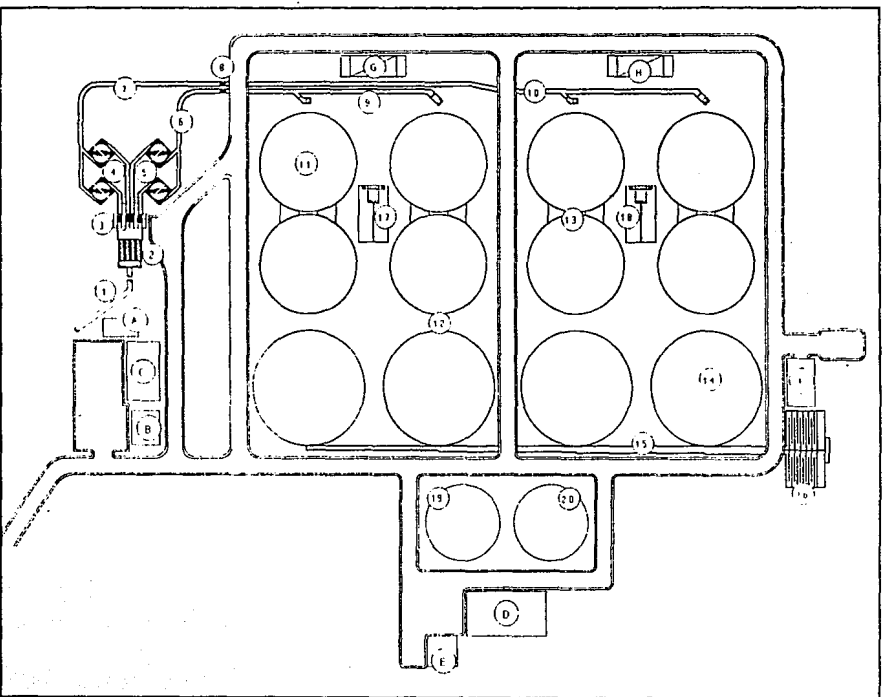


Figura 2.6 Arraigo general de la planta.

Sólo cumplo años los años bisieftas que acaban en dos,  
gasto más que gano, vivo con lo puesto menos un botón,  
no tengo costumbre de guardar la ropa si voy a nadar,  
nunca le hago ascos a la última copa ni al próximo bar,  
vendí por amores y no por dinero mi alma a balcebú,  
y de las dos majas de Goya prefiero la misma que tú.

¿Qué voy a hacerle yo?,  
si me gusta el whisky sin soda,  
el sexo sin boda,  
las penas con pan.

¿Qué voy a hacerle yo?,  
si el amor me gusta sin celos,  
la muerte sin duelo,  
Eva con Adán.

Opino con Sade que al deseo los frenos le sientan fatal,  
nunca entiendo el móvil del crimen, a menos que sea  
pasional,  
si estrené algún himen, si rompí algún plato en mi  
moedad,  
hoy, ya retirado, sólo robo y mato por necesidad  
Siempre que la muerte viene tras mi pista me escapo por  
pies,  
hay que espabilarse si eres trapecista y saltar sin red

¿Qué voy a hacerle yo?,  
si me gusta el whisky sin soda,  
el sexo sin boda,  
las penas con pan

¿Qué voy a hacerle yo?,  
si el amor me gusta sin celos,  
la muerte sin duelo,  
Eva con Adán.

## PRETRATAMIENTO Y TRATAMIENTO PRIMARIO

Apartir de este capítulo se comienza a describir el funcionamiento hidráulico de la planta de tratamiento; por lo cual se comentan las características que imperan en cada etapa correspondiente del proceso, así como el problema a resolver y el método o métodos a utilizar. Además se explica el método junto con los análisis y cálculos necesarios, comentando al final los resultados obtenidos.

### ASPECTOS GENERALES REFS. 12, 3, 4, 13 y 14

Antes de presentar los análisis empleados en este trabajo, para su comprensión es necesaria una breve descripción de algunos conceptos importantes en la hidráulica de canales y en la hidráulica de conductos a presión.

#### Clasificación de los flujos

Un *campo de flujo* es cualquier región en el espacio donde hay un fluido en movimiento, a condición de que la región o subregión del flujo quede ocupada por un fluido.

En cada punto del campo de flujo es posible determinar o especificar una serie de magnitudes físicas, ya sean *escalares*, *vectoriales*, o *tensoriales*, que forman a su vez campos independientes o dependientes dentro del flujo.

Un *campo escalar* se define exclusivamente por la magnitud que adquiere la cantidad física a la cual corresponde; ejemplos: presión, densidad y temperatura. En un *campo vectorial*, además de la magnitud, se necesita definir una dirección y un sentido para la cantidad física a la que corresponde; esto es, tres valores escalares. La velocidad, la aceleración y la rotación son ejemplos de campos vectoriales. Finalmente, para definir un campo tensorial se requieren nueve o más componentes escalares; ejemplos: esfuerzo, deformación unitaria, y momentos de inercia.

Las magnitudes físicas de los campos escalares y vectoriales de un campo de flujo son -en general- funciones de punto y del tiempo, ya que su magnitud puede *variar* no sólo de un punto a otro sino también (en un punto fijo) de un instante a otro.

Existen diferentes criterios para clasificar un flujo. Aunque no son los únicos, los flujos más importantes que clasifica la ingeniería son: *tridimensional*, *bidimensional* o *unidimensional*; *rotacional* o *irrotacional*; *incompresible* o *compresible*; *permanente* o *no permanente*; *uniforme* o *no uniforme*; *laminar* o *turbulento*.

Es *tridimensional* cuando sus características varían en el espacio, o sea que los gradientes del flujo existen en las tres direcciones; éste es el caso más general del flujo. Es *bidimensional* cuando sus características son idénticas sobre una familia de planos paralelos, no habiendo componentes en dirección perpendicular a dichos planos, o bien ellas permanecen constantes; es decir, que el flujo tiene gradiente de velocidad o de presión (o tiene ambos) en dos direcciones exclusivamente. Es *unidimensional* cuando sus características varían como funciones del tiempo y de una coordenada curvilínea en el espacio, usualmente la distancia medida a lo largo del eje de la conducción. El flujo de un fluido real no puede ser completamente unidimensional debido al efecto de la viscosidad, ya que la velocidad en una frontera sólida es igual a cero, pero en otro punto es distinta de cero; sin embargo, bajo la consideración de valores medios de las características en cada sección, se puede considerar unidimensional. Esta hipótesis es la más importante en hidráulica, por las simplificaciones que trae consigo.

Cuando en un flujo el campo rot  $\mathbf{v}$  (campo vectorial derivado del de velocidades, que evalúa la rotación local de una partícula) adquiere en alguno de sus puntos valores distintos de cero, para cualquier instante, éste se denomina *rotacional*. Por el contrario, si dentro de un campo de flujo el vector rot  $\mathbf{v}$  es igual a cero para cualquier punto e instante, el flujo es *irrotacional*.

Un flujo se considera *incompresible* si los cambios de densidad de un punto a otro son despreciables; en caso contrario, el flujo es *compresible*. Los líquidos y gases a bajas velocidades pueden ser considerados incompresibles. En la práctica, solo en los problemas de golpe de ariete -choque violento que se produce sobre las paredes de un conducto forzado, cuando el movimiento del líquido es modificado bruscamente- es necesario considerar que el flujo de un líquido es compresible, caso que no se presenta en este trabajo, pues se considera que no ocurren incrementos en la carga piezométrica original ni ondas de presión positiva que afecten o deformen las tuberías existentes.

En general, las propiedades de un fluido y las características mecánicas del mismo serán diferentes de un punto a otro dentro de su campo; además si las características en un punto determinado varían de un instante a otro, el flujo es *no permanente*. Será un flujo *permanente* si las características en un punto permanecen constantes para cualquier instante; o bien, si las variaciones en ellas son muy pequeñas con respecto a sus valores medios y éstos no varían con el tiempo. Como se observa esta clasificación obedece a la utilización del tiempo como un criterio. En la hidráulica de canales, el flujo es *permanente* si el tirante permanece constante en cualquier instante o en un lapso especificado; lo contrario acontece si el flujo es *no permanente*.

Si en un instante particular el vector velocidad es idéntico en cualquier punto del flujo, se dice que el flujo es *uniforme*; esto se expresa  $\delta v / \delta s = 0$ , donde  $\delta s$  es un desplazamiento en una

dirección cualquiera. En caso contrario, el flujo es *no uniforme o variado*. Esta clasificación obedere a la utilización del espacio como un criterio. En la hidráulica de canales, el flujo *uniforme* se presenta cuando la velocidad media permanece constante en cualquier sección del canal. Con una superficie libre, esto implica que la sección transversal y el tirante permanecen también constantes (figura 3.1). Como consecuencia de la definición, en flujo uniforme la pendiente  $S_f$  de la línea de energía de fricción, la pendiente  $S_a$  de la superficie libre del agua y la pendiente geométrica  $S_0$  del canal son iguales:  $S_f = S_a = S_0 = S$ . El hecho de que la velocidad permanezca constante, se refiere estrictamente a la acción de que el flujo posea una velocidad constante en cada punto de la sección transversal a lo largo del canal; es decir, que la distribución de velocidades de cada sección no se altera. El tirante correspondiente al flujo uniforme se conoce como *tirante normal*. Las características de un flujo uniforme se pueden satisfacer únicamente si el canal es prismático, esto es, el flujo uniforme sólo puede ocurrir en canales artificiales, pero no en los naturales.

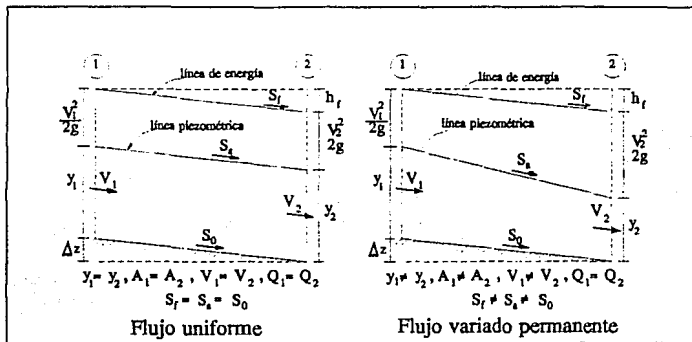


Figura 3.1 Flujos uniforme y variado en un canal a superficie libre.

Teóricamente es posible que un flujo uniforme pueda ser permanente o no permanente. En el flujo uniforme permanente el tirante no cambia con el tiempo y es el tipo fundamental del flujo tratado en la hidráulica de canales. El flujo uniforme no permanente requeriría que la superficie libre fluctuara de un instante a otro pero siempre permaneciendo paralela a la plantilla del canal, lo cual obviamente es difícil que ocurra en la práctica. Por lo mismo, el flujo uniforme es casi siempre permanente.

El flujo es *no uniforme o variado* si la velocidad media cambia a lo largo del canal y, por lo mismo, posee características opuestas a las del flujo uniforme (figura 3.1). Los cambios de velocidad se pueden producir por una variación en la sección del canal, por un cambio en la pendiente o por una estructura hidráulica tal como un vertedor o compuerta interpuesta en la línea de flujo. Debido a estos efectos, el flujo uniforme es un estado ideal que difícilmente se logra. Sin embargo, en la mayoría de los casos (y sobre todo en canales rectos y largos de sección transversal y pendiente de plantilla constante), se alcanza un flujo casi uniforme, de

tal manera que la suposición es razonable especialmente porque simplifica el análisis. El flujo variado si puede ser permanente y no permanente. El flujo variado se puede a su vez clasificar en *gradual*, *rápida* y *espacialmente variado*. El flujo *gradualmente variado* es aquel en que el tirante cambia en forma gradual a lo largo del canal. En el flujo *rápidamente variado* acontece lo contrario, como es el caso del salto hidráulico. En el flujo *espacialmente variado* cambian además las características hidráulicas a lo largo del canal o de un tramo del mismo.

La clasificación de los flujos en *laminar* y *turbulento* es un resultado propiamente de la viscosidad del fluido; y no habría distinción entre ambos en ausencia de la misma. 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. El comportamiento del flujo en un canal está gobernado principalmente por los efectos de las fuerzas viscosas y de gravedad con relación a las fuerzas de inercia internas del flujo. Con relación al efecto de la viscosidad, el flujo puede ser *laminar*, *de transición* o *turbulento* en forma semejante al flujo en conductos forzados y la importancia de la fuerza viscosa se mide a través del número de Reynolds definido en este caso como:

$$R_e = \frac{V R_h}{\nu} \quad \dots (3.1)$$

donde:

- $R_h$ : radio hidráulico de la sección, en m.
- $V$ : velocidad media en la misma sección, en m/s.
- $\nu$ : viscosidad cinemática del agua, en  $m^2/s$ .

En los canales se han comprobado resultados semejantes a los de los tubos por lo que respecta a este criterio de clasificación. Para propósitos prácticos, en el caso de un canal se tiene:

- Flujo laminar para  $R_e < 500$  a  $600$
- Flujo de transición para  $500 < R_e < 2000$
- Flujo turbulento para  $R_e > 2000$

En el caso de un conducto a presión, el número de Reynolds se define:

$$R_e = \frac{V D}{\nu} \quad \dots (3.2)$$

donde:

- $D$ : diámetro del conducto, en m.
- $V$ : velocidad media, en m/s.
- $\nu$ : viscosidad cinemática del agua, en  $m^2/s$ .

además:



Flujo laminar para  $R_e < 2000$

Flujo de transición para  $2000 < R_e < 10000$

Flujo turbulento para  $R_e > 10000$

Las discrepancias de estos valores de  $R_e$  es aparente, dado que para las tuberías  $R_e$  se define usando el diámetro  $D$  en lugar del radio hidráulico  $R_h$ , y en un tubo se tiene que  $D=4R_h$ .

Se llama *gasto o caudal "Q"*, en una determinada sección, el volumen de líquido que atraviesa esta sección en la unidad de tiempo.

### Conductos a presión

Se dice que un conducto trabaja forzado o a presión cuando el líquido fluye llenando la totalidad de sus secciones transversales, de modo que la vena líquida queda siempre limitada por las paredes rígidas de la conducción, sin presentar una superficie libre. Además, se considera que el escurrimiento es permanente o independiente del tiempo; es decir, las características hidráulicas (presión, velocidad,, etc.) en cualquier sección no cambian con el tiempo.

Para el estudio de los conductos a presión, se utilizan generalmente tres ecuaciones fundamentales:

- Ecuación de continuidad.
- Ecuación de la energía.
- Ecuación del impulso y cantidad de movimiento.

#### a) Ecuación de continuidad.

El principio de la conservación de la materia o del transporte de masa se aplica lo mismo a un volumen de control de tamaño diferencial que a uno finito, de lo cual se deriva la llamada primer ecuación fundamental o de continuidad, que admite diferentes simplificaciones de acuerdo con el tipo de flujo de que se trate o de las hipótesis que se deseen considerar. La ecuación 3.3 es el resultado de aplicar la forma general de la ecuación de continuidad a una vena líquida, al considerar flujo permanente y densidad constante.

$$Q = A_i V_i \quad \dots (3.3)$$

donde:

- Q: Gasto que circula por el conducto, en  $m^3/s$ .  
 $A_i$ : Área de la  $i$ -ésima sección transversal, en  $m^2$ .  
 $V_i$ : Velocidad media en la  $i$ -ésima sección transversal, en  $m$ .

#### b) Ecuación de la energía.

La ecuación general de la energía para una vena líquida (se considera flujo permanente y turbulento) se define:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_T \quad \dots (3.4)$$

donde:

- z: Energía de posición, correspondiente a la elevación del eje del conducto con respecto a un nivel horizontal de referencia, en m.
- p: Presión en el centro de gravedad de una sección transversal, en  $\text{kg/m}^2$ .
- $\gamma$ : Peso específico del líquido, en  $\text{kg/m}^3$ .
- $p/\gamma$ : Carga de presión, en m.
- V: Velocidad media en una sección del conducto, en  $\text{m/s}$ .
- g: Aceleración de la gravedad,  $9.81 \text{ m/s}^2$ .
- $V^2/2g$ : Carga de velocidad, en m.
- $h_T$ : Suma de pérdidas de carga o de energía (por fricción y locales) entre las secciones 1 y 2, en m.

Esta ecuación establece las relaciones entre las diferentes transformaciones de la energía mecánica del líquido, por unidad de peso del mismo  $[\text{FL}/\text{F}^3]$ . La carga de posición es la *energía potencial*; la carga de presión es la energía correspondiente al *trabajo mecánico ejecutado por las fuerzas debidas a la presión*; la carga de velocidad es la *energía cinética* de toda la vena líquida; y la pérdida de carga es la *energía transformada en otro tipo de energía* (transferencia de calor). Una interpretación física de cada uno de los términos de la ecuación 3.4 para una conducción forzada se muestra en la figura 3.2, la cual tendría validez para un instante determinado.

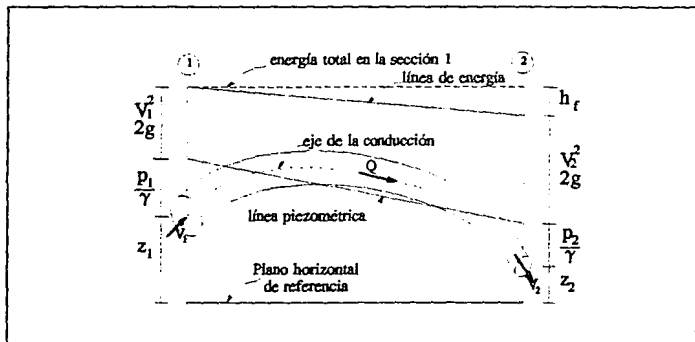


Figura 3.2 Interpretación de la ecuación de la energía para un conducto forzado.

Con este esquema se pueden hacer las siguientes generalizaciones:

1) La línea de energía no puede ser horizontal o con inclinación ascendente en la dirección del escurrimiento, si el líquido es real y no adquiere energía adicional desde el exterior. La diferencia de nivel de la línea de energía en dos puntos distintos representa la *pérdida de carga* o disipación de energía por unidad de peso líquido fluyente.

2) La línea de energía y la de cargas piezométricas coinciden y quedan al nivel de la superficie libre para un volumen de líquido en reposo (por ejemplo, un depósito o un embalse).

3) En el caso de que la línea de cargas piezométricas quede en algún tramo por debajo del eje de la vena líquida, las presiones locales en ese tramo son menores que la presión cero de referencia que se utilice (comúnmente la presión atmosférica).

c) Ecuación del impulso y cantidad de movimiento.

Es una expresión vectorial, y se acostumbra trabajarla en componentes escalares, según tres direcciones ortogonales, mutuamente perpendiculares.

$$\Sigma F_x = \frac{\gamma}{g} \Sigma (Q \beta V_x) \quad \dots (3.5a)$$

$$\Sigma F_y = \frac{\gamma}{g} \Sigma (Q \beta V_y) \quad \dots (3.5b)$$

$$\Sigma F_z = \frac{\gamma}{g} \Sigma (Q \beta V_z) \quad \dots (3.5c)$$

donde:

$F_{x,y,z}$ : Suma de fuerzas externas e internas en una de las tres direcciones ortogonales x, y, o z que actúan sobre el volumen de control. Estas pueden ser: a) de inercia o de cuerpo, comolas debidas a la acción de algún campo electromagnético o a la aceleración de Coriolis, pero generalmente son fuerzas gravitacionales; b) de superficies, como los empujes -estáticos y dinámicos- producidos por la presión, o bien las fuerzas causadas por un esfuerzo cortante que generalmente son originadas por la fricción con una frontera sólida, y c) fuerzas de reacción externas en razón a la acción del flujo.

$\gamma$ : Peso específico del líquido, en  $\text{kg/m}^3$ .

$\beta$ : Coeficiente de Boussinesq, adimensional, igual a la unidad en flujo turbulento.

$V_{x,y,z}$ : Componente de la velocidad media en la dirección x, y o z de cada entrada o salida de flujo al cuerpo de control, en m/s.

### Pérdidas de carga.

Las pérdidas de carga se valúan para determinar la diferencia de presiones y/o velocidades entre dos secciones transversales de una conducción (figura 3.2), siendo conocidas las características del flujo en una de ellas. Conocidas las pérdidas, se puede calcular la carga total en cualquier sección transversal.

En general, las pérdidas de carga en una conducción pueden considerarse como la cantidad de energía que necesita disipar un flujo para existir, y son extraídas de la energía total del mismo flujo. La pérdida de carga en un conducto depende de si el flujo es laminar o turbulento y de la rugosidad del tubo.

La rugosidad absoluta,  $e$ , de una tubería es una medida de la magnitud de las rugosidades de la pared. Sin embargo, una medida más significativa es la rugosidad relativa,  $e/D$ , que es la relación de la rugosidad absoluta al diámetro interno del tubo.

Las pérdidas de carga pueden ser de dos tipos:

1) *Pérdidas por fricción*, producidas por el intercambio transversal de cantidad de movimiento y por la fricción ejercida entre las partículas fluidas, y entre éstas y la pared del conducto. Estas pérdidas se reparten uniformemente a lo largo del conducto y son proporcionales a la distancia recorrida.

Este tipo de pérdidas se pueden calcular con la ecuación de Darcy-Weisbach, ya sea el flujo laminar o turbulento y el tubo liso o rugoso. El flujo laminar en tuberías es muy raro, ya que para que suceda se necesitan diámetros muy pequeños y líquidos muy viscosos. Cuando el flujo turbulento es totalmente rugoso, pueden utilizarse fórmulas como la de Hazen-Williams, Manning, etc..

2) *Pérdidas menores o locales*, producidas por un cambio de dirección del conducto, o en su sección transversal, o por un obstáculo en el paso de la corriente, se consideran concentradas en la sección donde se produce la perturbación.

Las conducciones a presión generalmente constan de tramos rectos y tramos curvos (horizontales y verticales) a fin de ajustarse a las condiciones topográficas del terreno, además de tramos donde varía la sección transversal y acoplamiento con dispositivos de medición o control de flujo. Hay una gran variedad de pérdidas locales, las que comúnmente más se presentan son: por entrada, por rejilla, por ampliación, por reducción, por cambio de dirección, por salida, por válvulas, por diafragma, por dispositivos para medición de gasto, por uniones y bifurcaciones.

### **Algunos conceptos sobre hidráulica de canales**

De acuerdo con su origen, un canal puede ser natural o artificial. Dentro de los primeros se incluyen todos los cursos de agua que existen en forma natural sobre la tierra, tales como arroyos, ríos, etc.. Dentro de los canales artificiales se incluyen todos los construidos por el hombre, tales como canales de navegación, canales de riego, obras de excedencias, etc..

Si el canal se construye con una sección transversal y pendiente de plantilla constante, se denomina *canal prismático*.

El término *sección normal de un canal* se refiere a la sección considerada normal a la plantilla del mismo.

Los elementos geométricos más importantes de una sección son los siguientes:

**Tirante (Y o y).** Es la distancia que existe entre la superficie libre del agua y el punto más bajo del fondo de la sección, se puede medir de manera perpendicular -sección normal- a la dirección del flujo o verticalmente. En este trabajo se considera la sección normal.

**Área hidráulica (A).** Es el área de la sección normal ocupada por el agua.

**Ancho hidráulico (b).** Es la distancia que ocupa la superficie libre del agua en la sección normal.

**Perímetro mojado (Pm).** Es el perímetro de la sección en contacto con una frontera rígida, no incluye la superficie libre.

**Radio hidráulico (Rh).** Es la relación entre el área y el perímetro mojado  $A/P_m$ .

#### Energía específica.

La energía específica en la sección de un canal se define como la energía por kilogramo de agua que fluye a través de la sección, medida con respecto al fondo del canal. Por lo tanto, equivale a la suma de tirante y carga de velocidad, aceptando que el incremento de presión con la profundidad sigue la ley hidrostática, es decir:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2g A^2} \quad \dots (3.6)$$

Suponiendo que Q es constante y A es función del tirante, la energía específica es función únicamente del tirante.

La curva que produce la expresión 3.6 muestra que para una determinada energía específica existen dos valores del tirante:  $Y_1$ ,  $Y_2$ , que reciben el nombre de *tirantes alternados*: el alternado menor  $Y_1$ , y el mayor  $Y_2$ . También hay un punto donde la energía específica es la mínima con la cual puede pasar el gasto Q a través de la sección y para la cual existe un solo valor del tirante,  $Y_c$ , que recibe el nombre de *tirante crítico* y al cual corresponde una velocidad llamada crítica. El estado del flujo que se desarrolla con el tirante crítico recibe el nombre de *estado o régimen crítico*.

Cuando el tirante es mayor que el crítico, la velocidad es menor que la crítica para el gasto dado; y en estas condiciones, el flujo se encuentra en *régimen subcrítico*. Cuando el tirante es menor que el crítico, la velocidad es mayor que la crítica, y en el flujo se encuentra en *régimen supercrítico*. En cada régimen, el tirante y la velocidad adquieren el nombre que corresponda (subcríticos o supercríticos).

La pendiente de plantilla necesaria para que un canal tenga un flujo uniforme de tirante normal igual al crítico recibe el nombre de *pendiente crítica*  $S_c$ . Si un flujo uniforme se presenta en un canal con pendiente menor que la crítica ( $S_0 < S_c$ ), el flujo es con régimen subcrítico y la pendiente se llama "subcrítica" o "suave". Por lo contrario, si el flujo uniforme es con pendiente mayor que la crítica ( $S_0 > S_c$ ), el régimen es supercrítico y la pendiente se llama "supercrítica" o "pronunciada".

Después de la descripción anterior, con base al arreglo funcional se inicia el análisis hidráulico en el emisor de llegada.

### 3.1 EMISOR DE LLEGADA

Las aguas residuales crudas llegan a la planta de tratamiento mediante un emisor de concreto reforzado de 152 cm de diámetro interno, con una pendiente de 2 milésimas. Este se conecta a una caja de excedencias,

donde hay una compuerta que controla la entrada de flujos a la planta y su desviación en caso de emergencias. Después el emisor sigue hasta una caja deflectora de 45°, en la cual se descarga el drenaje general de la planta, incluyendo drenaje sanitario y retorno de agua de los procesos de tratamiento de lodos (figura 3.3).

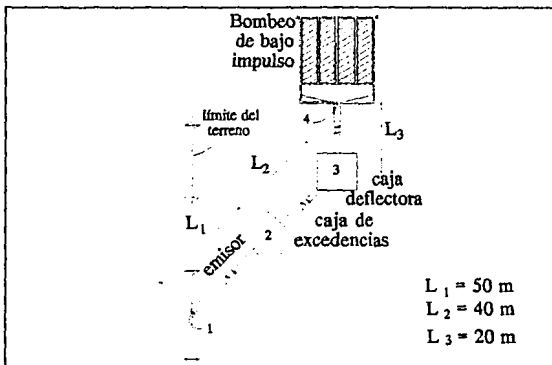


Figura 3.3 Emisor de llegada.

Como se observa en la figura 3.3, existen tres longitudes diferentes a lo largo del emisor de llegada:

- $L_1$  = longitud desde el límite del terreno (punto 1) a la caja de excedencias (punto 2).
- $L_2$  = longitud desde la caja de excedencias a la caja deflectora (punto 3).
- $L_3$  = longitud desde la caja deflectora al canal de llegada, justo antes del bombeo de bajo impulso (punto 4).

### 3.1.1 Cotas de plantilla del emisor de llegada

Se calculan las cotas de plantilla de los puntos 2, 3 y 4 (figura 3.3), partiendo de que se conoce la cota de plantilla del emisor en el punto 1, siendo esta 100.00 m.s.n.m..

Para calcular las cotas de plantilla se utiliza la definición de pendiente (figura 3.4): "En el plano, la pendiente de una recta respecto de la horizontal, es la tangente del ángulo que la recta forma con la dirección positiva del eje horizontal"; es decir:

$$\tan\theta = \frac{(y_1 - y_2)}{(x_2 - x_1)} \quad \dots (3.7)$$

despejando  $y_2$  tenemos:

$$y_2 = y_1 - (x_2 - x_1) \tan\theta \quad \dots (3.8)$$

de la definición:

$$\tan\theta = S \quad \dots (3.9)$$

entonces:

$$y_2 = y_1 - S(x_2 - x_1) \quad \dots (3.10)$$

Ahora llamando elevación a "y" y distancia a "x", sustituyendo valores en la expresión 3.10, calculamos:

$$\begin{aligned} \text{Punto}_2: \text{Elevación}_2 &= 100.00 - 0.002(50) = 99.90 \text{ m.s.n.m.} \\ \text{Punto}_3: \text{Elevación}_3 &= 99.90 - 0.002(40) = 99.82 \text{ m.s.n.m.} \\ \text{Punto}_4: \text{Elevación}_4 &= 99.82 - 0.002(20) = 99.78 \text{ m.s.n.m.} \end{aligned}$$

### 3.1.2 Análisis de las características hidráulicas del emisor de llegada

Conociendo los gastos de diseño:

$$\begin{aligned} Q_{\text{máx}} &= 2760 \text{ l/s} \\ Q_{\text{med}} &= 2000 \text{ l/s} \\ Q_{\text{mín}} &= 1220 \text{ l/s} \end{aligned}$$

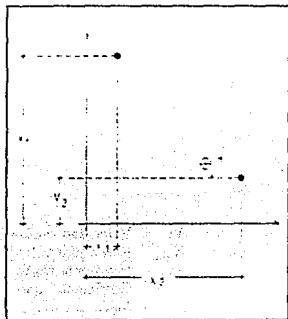


Figura 3.4 Definición de pendiente.

la geometría ( $D=152$  cm) y la pendiente del emisor ( $S=0.002$ ), se calculan las características hidráulicas del emisor de llegada, mediante dos métodos distintos: por la fórmula de Bazin y por la fórmula de Manning; ambos casos para conductos libres.

a) Fórmula de Bazin

La fórmula de Bazin se puede expresar como:

$$V = C(R_h S)^{1/2} \quad \dots (3.11)$$

donde:

$$C = \frac{87}{\left(1 + \frac{\gamma}{R_h}\right)} \quad \dots (3.12)$$

- V: Velocidad media (m/s)
- $R_h$ : Radio hidráulico (m)
- S: Pendiente (m/m)
- $\gamma$ : Coeficiente que depende de la naturaleza de las paredes del conducto (para nuestro caso  $\gamma=0.19$ )

Utilizando la tabla 1 (Anexo A) y la fórmula 3.11:

Q <sub>máx</sub> = 2.76 m <sup>3</sup> /s					
No de Iteración	Suponemos C	Calculando Z <sub>1</sub>	Interpolando Z <sub>1</sub>	Despejando R <sub>h</sub>	Calculando C
1ª	80	1.532	0.563	0.451	67.81
2ª		1.807	0.593	0.451	67.81

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} Z_1 &= 1.40, & \gamma &= 1.064 \text{ m} \\ Z_2 &= 2.349, & A &= 1.357 \text{ m}^2 \\ Z_3 &= 0.770, & V &= 2.036 \text{ m/s} \end{aligned}$$



Q <sub>med</sub> = 2.00 m <sup>3</sup> /s					
No de Iteración	Suponemos C	Calculando Z <sub>c</sub>	Interpolando Z <sub>i</sub>	Despejando R <sub>b</sub>	Calculando C
1ª	80	1.110	0.500	0.380	66.503
2ª	-	1.335	0.531	0.404	67.978
3ª	-	1.326	0.534	0.406	67.016
4ª	-	1.325	0.534	0.406	67.016

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} Z_1 &= 1.120, & y &= 0.851 \text{ m} \\ Z_2 &= 1.811, & A &= 1.046 \text{ m}^2 \\ Z_b &= 0.732, & V &= 1.912 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Q <sub>min</sub> = 1.22 m <sup>3</sup> /s					
No de Iteración	Suponemos C	Calculando Z <sub>c</sub>	Interpolando Z <sub>i</sub>	Despejando R <sub>b</sub>	Calculando C
1ª	80	0.677	0.414	0.315	64.997
2ª	-	0.834	0.444	0.338	65.575
3ª	-	0.826	0.442	0.336	65.523
4ª	-	0.827	0.442	0.336	65.523

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} Z_1 &= 0.836, & y &= 0.635 \text{ m} \\ Z_2 &= 1.243, & A &= 0.718 \text{ m}^2 \\ Z_b &= 0.664, & V &= 1.699 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

#### · Para tubo lleno

Sabemos que:  $y = D = 1.52 \text{ m}$   
 interpolando:  $Z_i = 0.500$   
 Calculamos:  $C = 66.500$   
 despejando:

de tabla 1:  
 despejando:  
 calculamos:

$$\begin{aligned} Z_1 &= 2.000, \\ R_b &= 0.380, \\ Z_b &= 2.221, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= 3.326 \text{ m}^3/\text{s} \\ A &= 1.815 \text{ m}^2 \\ V &= 1.833 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Para máxima capacidad

Sabemos que:	$y = 0.95D$	de tabla 1:	$Z_1 = 1.900,$
interpolando:	$Z_4 = 0.573$	despejando obtenemos:	$R_h = 0.435,$
Calculamos:	$C = 67.543$	calculamos:	$Z_0 = 2.355,$
despejando:			

$$\begin{aligned}
 Q &= 3.582 \text{ m}^3/\text{s} \\
 A &= 1.780 \text{ m}^2 \\
 V &= 2.010 \text{ m/s} \\
 y &= 1.440 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Para máxima velocidad

Sabemos que:	$y = 0.81D$	de tabla 1:	$Z_1 = 1.620,$
interpolando:	$Z_4 = 0.608$	despejando obtenemos:	$R_h = 0.462,$
Calculamos:	$C = 67.994$	calculamos:	$Z_0 = 2.126,$
despejando:			

$$\begin{aligned}
 Q &= 3.255 \text{ m}^3/\text{s} \\
 A &= 1.574 \text{ m}^2 \\
 V &= 2.068 \text{ m/s} \\
 y &= 1.230 \text{ m}
 \end{aligned}$$

**b) Fórmula de Manning**

La fórmula de Manning se puede expresar como:

$$Q = \frac{(A R_h^{2/3} S^{1/2})}{n} \dots (3.13)$$

donde:

- Q: Gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- A: Área hidráulica ( $\text{m}^2$ )
- $R_h$ : Radio hidráulico (m)
- S: Pendiente (m/m)
- n: Coeficiente de rugosidad (para nuestro caso  $n = 0.013$ )

Con la gráfica 1 (Anexo A) se calculan las características hidráulicas entrando a la gráfica con la relación  $Q/Q_0$ , donde:

- Q: Gasto conocido
- $Q_0$ : Gasto a sección plena o tubo lleno.

Gasto a sección plena

$$A_0 = (\pi D^2)/4 = 1.815 \text{ m}^2$$

$$R_{ho} = D/4 = 0.380 \text{ m}$$

Sustituyendo:

$$Q_0 = 3.275 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por la ecuación de continuidad (3.3) resulta:

$$V_0 = 1.805 \text{ m/s}$$

Para  $Q_{m\acute{a}x} = 2.76 \text{ m}^3/\text{s}$ 

$$Q/Q_0 = 0.8427$$

de la gráfica 1:

$$y = 1.064 \text{ m}$$

$$V = 2.04 \text{ m/s}$$

$$A = 1.35 \text{ m}^2$$

Para  $Q_{med} = 2.00 \text{ m}^3/\text{s}$ 

$$Q/Q_0 = 0.611$$

de la gráfica 1:

$$y = 0.859 \text{ m}$$

$$V = 1.91 \text{ m/s}$$

$$A = 1.045 \text{ m}^2$$

Para  $Q_{m\acute{i}n} = 1.22 \text{ m}^3/\text{s}$ 

$$Q/Q_0 = 0.373$$

de la gráfica 1:

$$y = 0.426 \text{ m}$$

$$V = 1.66 \text{ m/s}$$

$$A = 0.735 \text{ m}^2$$

Para máxima capacidad

Sabemos que el máximo caudal en un conducto se presenta cuando  $y = 0.95D$ . Entrando a la gráfica 1 con  $y/D = 0.95$  obtenemos:

$$Q/Q_0 = 1.085$$

entonces:

$$Q = 3.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 2.010 \text{ m/s}$$

$$A = 1.780 \text{ m}^2$$

$$y = 1.440 \text{ m}$$

Para máxima velocidad

También sabemos que el valor máximo para la velocidad del agua ocurre cuando en el conducto  $y = 0.81D$ . Entrando a la gráfica 1 con  $y/D = 0.81$  obtenemos:

$$Q/Q_0 = 0.985$$

entonces:

$$Q = 3.23 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 2.086 \text{ m/s}$$

$$A = 1.548 \text{ m}^2$$

$$y = 1.23 \text{ m}$$

Se observa que la fórmula de Bazin y la de Manning producen resultados muy similares (algo que se esperaba, pues las dos surgen de la fórmula de Chézy); sólo al calcular el gasto a tubo lleno, el máximo gasto que puede conducir la tubería, y el gasto correspondiente a la máxima velocidad, se presentan pequeñas variaciones del orden de 1.5, 0.9 y 0.8 por ciento de error, respectivamente -dichas variaciones corresponden a los diferentes coeficientes que afectan la fórmula de Chézy. Por seguridad se toman -de los calculos anteriores- los valores mayores.

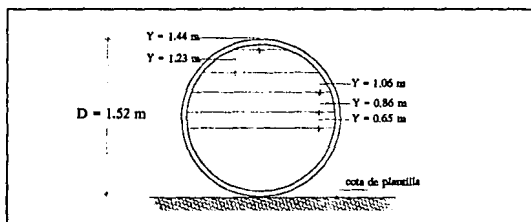
En resumen las características hidráulicas del emisor de llegada se presentan en la tabla y figura siguientes:

CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DEL EMISOR DE LLEGADA

Condición del gasto	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	y (m)
Máximo de diseño	2.76	2.04	1.06
Medio de diseño	2.00	1.91	0.86
Mínimo de diseño	1.22	1.66	0.65
Tubo lleno	3.33	1.83	1.52
Capacidad máxima	3.58	2.01	1.44
Velocidad máxima	3.26	2.07	1.23

ESTOS VALORES CORRESPONDEN A D = 1.52 m, y S = 0.002

Hay que mencionar que el tirante máximo que se presenta a la entrada del canal de llegada,



antes del bombeo de bajo impulso (Punto 4, figura 3.3) es el correspondiente al gasto máximo de diseño, ya que la caja de excedencias impide que entre un gasto mayor a la planta, para asegurar que los procesos de tratamiento operen según el diseño.

Figura 3.5 Características hidráulicas del emisor de llegada.

### 3.1.3 Caja de excedencias

Dentro de la caja de excedencias existe un vertedor lateral (figura 3.6), el cual tiene la función de dejar pasar sólo el gasto máximo de diseño de la planta, pues cuando el emisor trabaje a su máxima capacidad el vertedor tomará y desviará el exceso de agua.

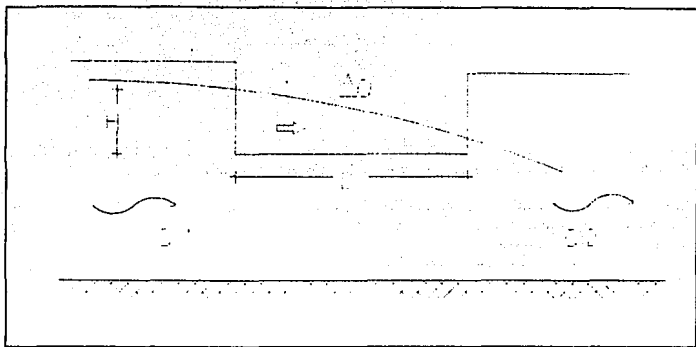


Figura 3.6 Vertedor lateral en caja de excedencias.

El vertedor lateral tiene una longitud de cresta de 2.5 m, revisando que sólo entre a la planta el gasto máximo de diseño, tenemos:

$$\Delta Q = Q_1 - Q_2 \quad \dots (3.14)$$

donde:

- $\Delta Q$ : Exceso de gasto que desaloja el vertedor lateral ( $m^3/s$ )
- $Q_1$ : Gasto en el emisor a máxima capacidad ( $3.58 m^3/s$ )
- $Q_2$ : Gasto máximo de diseño para la planta ( $2.76 m^3/s$ )

aplicando la relación 3.14 se obtiene el gasto en exceso:

$$\Delta Q = 0.82 m^3/s$$

La fórmula para la revisión del vertedor lateral es:

$$H = \left[ \frac{15Q}{(4 L C \sqrt{2g})} \right]^{2/3} \quad \dots (3.15)$$

donde:

- H: Carga hidráulica sobre el vertedor (m)
- Q: Gasto a desalojar por el vertedor ( $m^3/s$ )
- L: Longitud del vertedor lateral (m)
- C: Coeficiente de descarga (en nuestro caso  $C=0.61$ )
- g: Aceleración de la gravedad ( $9.81 m/s^2$ )

por lo que se concluye que cuando se presente el gasto a máxima capacidad, la carga sobre el vertedor lateral será:

$$H = 0.59 \text{ m.}$$

### 3.2 BOMBEO DE BAJO IMPULSO

Como se mencionó en el capítulo 2, después del emisor de aguas crudas, el agua residual se distribuye en una caja de llegada al bombeo de bajo impulso (figura 3.3).

Las 4 bombas de tornillo de 2130 mm de diámetro y 11.7 m de longitud, se instalan con una inclinación respecto al piso de 38°, venciendo de esta manera una carga estática de 6.00 m. Cada bomba tiene una capacidad media de 1000 l/s, con 1.30 m como nivel de punto de llenado (tirante en la caja de llegada o nivel mínimo de sumergencia de las bombas de tornillo para obtener el gasto máximo).

Para asegurar que el nivel sobre el piso sea siempre 1.30, tomando en cuenta que el tirante en el emisor, a gasto mínimo, llega a una elevación de 100.43, se considera una caja cuya cota de plantilla está a la elevación 99.13, con la cual se tiene el nivel adecuado de sumergencia, ya que a gasto mínimo sólo operará 1 bomba de tornillo. Además cuando ocurra el gasto máximo y operen 3 bombas, se presentará un nivel de sumergencia de 1.71 m, lo que nos indica que las bombas operarán eficientemente.

Por conveniencia del proceso, la utilización de bombas tipo tornillo de arquimedes -en canal abierto- está con base a las siguientes razones:

- a) Las bombas de tornillo permiten hacer el cribado grueso y la desarenación después del bombeo.
- b) Las bombas de tornillo:

- no necesitan almacenamiento de agua en la succión
- se adaptan al gasto de llegada sin variar la velocidad de rotación
- tienen necesidades de menor obra civil
- su eficiencia permite abatir el consumo de energía; operando distinto número de bombas se logra trabajar siempre con buena eficiencia
- presentan mínimo desgaste y mantenimiento

Por recomendaciones del fabricante, para grandes gastos se utiliza:

- $\theta = 38^\circ$
- H = 6.0 m (desnivel estático entre espejos de agua)
- S = 2.13 m (paso)
- 3 vueltas
- 30 RPM
- L = 11.70 m
- N.P.U = 1.30 m (nivel mínimo para obtener gasto máximo)

### 3.3 DISTRIBUCIÓN A CRIBADO Y CÁMARAS DE CRIBADO

Para garantizar que por los canales que alimentan a las cribas pase el mismo gasto, se colocan compuertas que regulen el flujo a la entrada de estos (figura 3.7). Se calcula la abertura de las compuertas considerando un tirante  $Y$ , aguas arriba de ellas de 0.70 m.

Datos y restricciones de la rejilla:

Ancho del canal y de la cámara:	1.52 m
Espaciamiento libre entre barras:	1.91 cm
Número de espacios libres:	60
Número de barras:	59
Ancho de las barras:	0.64 cm
Gastos de agua residual por tren:	
Gasto máximo:	0.69 m <sup>3</sup> /s
Gasto medio:	0.50 m <sup>3</sup> /s
Gasto mínimo:	0.305 m <sup>3</sup> /s
Velocidades recomendables aguas arriba de las rejillas:	
Para gasto máximo:	0.90 m/s
Para gasto medio:	0.62 m/s
Para gasto mínimo:	0.50 m/s

#### 3.3.1 Cálculo a gasto medio

Por continuidad calculamos el área de la sección hidráulica aguas arriba de la cámara de cribado:

$$A = (0.5 + 0.62) = 0.81 \text{ m}^2$$

Ahora se calcula el tirante también aguas arriba de la cámara (figura 3.8):

$$Y_A = (0.81 + 1.52) = 0.53 \text{ m}$$

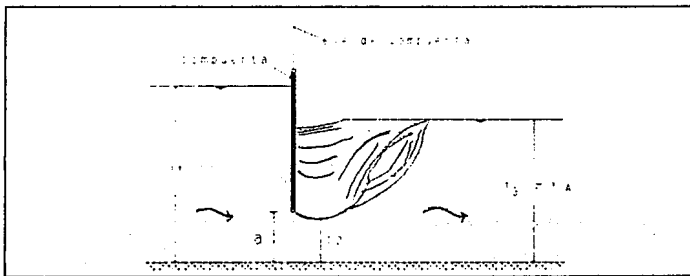


Figura 3.7 Compuerta reguladora de flujo.

Se calcula la abertura "a" necesaria en la compuerta para obtener un  $Y_3 (Y_A) = 0.53$  m.

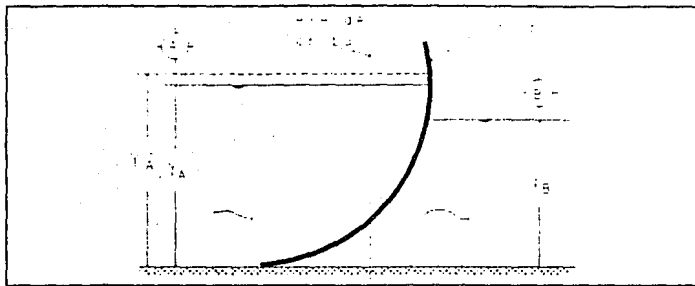


Figura 3.8 Cámara de cribado.

El procedimiento de cálculo es el siguiente: conocemos el gasto, el ancho del canal, el tirante  $Y_1$  y el tirante  $Y_3$  (figuras 3.7 y 3.8), se determina el coeficiente de descarga  $C_d$  de la gráfica 2 (Anexo A) y se calcula la abertura "a", con el valor calculado de "a" se corrige el  $C_d$  y se vuelve a calcular "a" hasta que converjan los dos valores; el cálculo de "a" se realiza con la fórmula:

$$Q = C_d a b \sqrt{2gY_1} \quad \dots (3.16)$$

donde:

- Q: Gasto que pasa por la compuerta ( $m^3/s$ )
- $C_d$ : Coeficiente de descarga (gráfica 2)
- a: Abertura de la compuerta (m)
- b: Ancho de la compuerta (m)
- g: Aceleración de la gravedad ( $9.81 m/s^2$ )
- $Y_1$ : Tirante aguas arriba de la compuerta (m)

despejando "a" de la fórmula 3.16:

$$a = \frac{Q}{C_d b \sqrt{2gY_1}} \quad \dots (3.17)$$

con la relación anterior, y los datos:

- Q = 0.50  $m^3/s$
- b = 1.52 m
- $Y_1 = 0.70$  m
- $Y_3 = 0.53$  m



obtenemos:

Iteración	Se toma Cd	a (m)	Y <sub>1</sub> /a	Y <sub>2</sub> /a	Se Obtiene Cd
1ª	0.30	0.30	2.37	1.79	0.52
2ª	-	0.17	4.10	3.10	0.40
3ª	-	0.22	3.15	2.39	0.44
4ª	-	0.20	3.47	2.63	0.42
5ª	-	0.21	3.31	2.51	0.42

Por lo tanto la abertura de la compuerta es:

$$a = 0.21 \text{ m}$$

Se calcula el tirante  $Y_2$  (figura 3.7) o tirante de contracción -o tirante conjugado menor- y su conjugado mayor para verificar la sumergencia del salto hidráulico que se presenta al existir cambio de régimen supercrítico a subcrítico. El procedimiento se explica paralelamente con los cálculos:

$$Y_2 = a C_c \quad \dots (3.18)$$

donde:

$Y_2$ : Tirante en la sección contraída después de la compuerta, tirante conjugado menor del salto hidráulico (m)

a: Abertura de la compuerta (m)

$C_c$ : Coeficiente de contracción que se define como:

$$C_c = \frac{1}{2} \frac{a}{Y_1} \left( \frac{C_d}{C_v} \right)^2 + \sqrt{\left[ \frac{1}{2} \frac{a}{Y_1} \left( \frac{C_d}{C_v} \right)^2 \right]^2 + \left( \frac{C_d}{C_v} \right)^2} \quad \dots (3.19)$$

donde:

a: Abertura de la compuerta (m)

$Y_1$ : Tirante en la sección aguas arriba de la compuerta (m)

$C_v$ : Coeficiente de velocidad, que a su vez se define como:

$$C_v = 0.960 + 0.0979 \frac{a}{Y_1} \quad \dots (3.20)$$

Sustituyendo valores:

$$C_v = 0.99$$

$$C_c = 0.45$$

$$Y_2 = Y_{\text{contracción}} = 0.10 \text{ m}$$

Ahora se calcula el tirante conjugado mayor:

$$Y_{conMay} = \frac{Y_2}{2} \left( \sqrt{1 + 8 Fr_2^2} - 1 \right) \quad \dots (3.21)$$

donde:

$Y_{conMay}$ : Tirante conjugado mayor del salto hidráulico (m)  
 $Y_2$ : Tirante en la sección 2 ó contraída (m)  
 $Fr_2$ : Número de Froude en la sección 2 ó contraída, se puede expresar como:

$$Fr = \frac{q}{\sqrt{g Y^3}} \quad \dots (3.22)$$

donde:

$q$ : Gasto unitario (gasto entre el ancho del canal) (m<sup>3</sup>/s/m)  
 $Y$ : Tirante en la sección donde se quiere conocer el Froude (m)  
 $g$ : Aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)

Sustituyendo valores:

$$Fr_2 = 3.3212$$

$$Fr_2^2 = 11.030$$

$$Y_{conMay} = 0.42 \text{ m}$$

Comparando el valor del tirante conjugado mayor con el tirante  $Y_3$  aguas arriba de la cámara de cribado, para determinar la sumergencia del salto hidráulico:

$$Y_{conMay} = 0.42 \text{ m} < Y_3 = 0.53 \text{ m}$$

∴ El salto hidráulico es ahogado.

La longitud del salto se determina con la fórmula de Ludin -que es la que, entre todas las conocidas, proporciona los resultados con máximos valores-, ésta es:

$$L = \frac{27 Fr_1}{6 Fr_1 - 4.5} (Y_2 - Y_1) \quad \dots (3.23)$$

donde:

$L$ : Longitud del salto hidráulico (m)  
 $Fr_1$ : Número de Froude en la sección del conjugado menor  
 $Y_1$ : Tirante conjugado menor que se presenta en el salto hidráulico (m)  
 $Y_2$ : Tirante conjugado mayor que se presenta en el salto hidráulico (m)

sustituyendo valores:

$$L = 1.86 \text{ m}$$

Se procede a calcular la pérdida de carga a través de las rejillas para obtener el tirante  $Y_1$  aguas abajo de la cámara de cribado (figura 3.8).

Tendremos 2 condiciones diferentes para calcular las pérdidas: con rejillas limpias y con 50% de colmatación.

#### a) Pérdida de carga con rejillas limpias

El análisis se realiza con dos expresiones:

$$a.1) \quad h = \left(\frac{1}{0.7}\right) \frac{(V^2 - v^2)}{2g} \quad \dots (3.24)$$

$$a.2) \quad h = \beta \left[\frac{w}{b}\right]^{4/3} h_v \text{ sen}\theta \quad \dots (3.25)$$

donde:

- V: Velocidad a través de las aberturas de las rejillas (m/s).
- v: Velocidad aguas arriba de las rejillas, 0.62 m/s.
- $\beta$ : Factor de forma de las barras, para una sección rectangular con cortes rectos,  $\beta = 2.42$ .
- w: Ancho máximo de la sección transversal de las barras, 0.64cm.
- b: Ancho libre entre barras.
- $h_v$ : Carga de velocidad en la sección de las rejillas.
- $\theta$ : Ángulo de las rejillas con respecto a la horizontal  $75^\circ$  (1.309 rad)

Velocidad a través de las aberturas de las rejillas

$$b = \text{ancho libre} = 1.52 - 59 \times 0.0064 = 1.14 \text{ m}$$

$$V = 0.5 / (1.14 \times 0.53) = 0.83 \text{ m/s}$$

sustituyendo valores en las expresiones 3.24 y 3.25, resulta:

$$a.1) \quad h = 0.02 \text{ m}$$

$$a.2) \quad h = 0.002 \text{ m}$$

considerando  $h = 0.02 \text{ m}$ , el tirante aguas abajo de la cámara de cribado se calcula aplicando la ecuación de la energía entre la sección A y la sección B (figura 3.8).

$$E_A = E_B + h_T \quad \dots (3.26)$$

donde:

$E_A$ :	Energía en la sección A (m)
$E_B$ :	Energía en la sección B (m)
$h_T$ :	Pérdida de energía entre la secciones A y B (m)

dicha ecuación, también se puede expresar como:

$$Y_A + \frac{V_A^2}{2g} = Y_B + \frac{V_B^2}{2g} + h_T \quad \dots (3.27)$$

donde:

$Y_A$ :	Tirante de agua en la sección A (m)
$V_A^2/2g$ :	Carga de velocidad en la sección A (m)
$Y_B$ :	Tirante de agua en la sección B (m)
$V_B^2/2g$ :	Carga de velocidad en la sección B (m)
$h_T$ :	Pérdida de energía entre la secciones A y B (m)

el tirante aguas abajo de la cámara de cribado ( $Y_B$ ) se calcula sustituyendo los siguientes datos en la ecuación 3.27:

$Q_A = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_B = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$
$Y_A = 0.53 \text{ m}$	$Y_B = ?$
$b_A = 1.52 \text{ m}$	$b_B = 1.52 \text{ m}$
$V_A = 0.62 \text{ m/s}$	$h_T = 0.02 \text{ m}$

resolviendo la ecuación:

$$Y_B = 0.51 \text{ m} \quad V_B = 0.648 \text{ m/s}$$

#### b) Pérdida de carga con rejillas a 50% de colmatación

Las condiciones del flujo aguas abajo de las rejillas, son las mismas que las calculadas con las rejillas limpias porque están gobernadas por las del canal de salida. Aplicando razonamiento y procedimiento similar al inciso anterior, tendremos:

$$Y'_A + \frac{V'^2_A}{2g} = Y_B + \frac{V_B^2}{2g} + h_{50} \quad \dots (3.28)$$

donde:

$Y'_A$ :	Tirante de agua en la sección A, rejillas a 50 % de colmatación (m)
$V'^2_A/2g$ :	Carga de velocidad en la sección A, rejillas a 50 % de colmatación (m)
$h_{50}$ :	Pérdida de energía entre la secciones A y B, con rejillas a 50 % de colmatación (m), y se define como:

$$h_{50} = \left( \frac{V'^2 - V_A'^2}{2g} \right) \left( \frac{1}{0.7} \right) \quad \dots (3.29)$$

donde:

$V'$ : Velocidad a través de las rejillas a 50 % de colmatación (m/s)  
 $V_A'$ : Velocidad en la sección A, rejillas a 50 % de colmatación (m/s)

además, con los datos conocidos, se llega a:

$$V' = \frac{0.877}{Y_A'} \quad \dots (3.30)$$

$$V_A' = \frac{0.329}{Y_A'} \quad \dots (3.31)$$

sustituyendo las ecuaciones 3.30 y 3.31 en la 3.29, la cual a su vez se sustituye en la 3.28, y resolviendo la ecuación, se obtienen los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} Y_A' &= 0.635 \text{ m} \\ V_A' &= 0.518 \text{ m/s} \\ V' &= 1.380 \text{ m/s} \\ h_{50} &= 0.12 \text{ m} \end{aligned}$$

Ahora sólo se determinará la abertura "a" de compuerta para el caso de tener rejillas con 50% de colmatación. El procedimiento de cálculo es el mismo que se aplicó para rejillas limpias:

con la relación 3.17, y los datos:

$$\begin{aligned} Q &= 0.50 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.52 \text{ m} \\ Y_1 &= 0.70 \text{ m} \\ Y_3 &= 0.635 \text{ m} \end{aligned}$$

obtenemos:

No. de Iteración	Se toma Cd	a (m)	$Y_1/a$	$Y_3/a$	Se Obtiene Cd
1ª	0.30	0.30	2.37	2.15	0.28
2ª	.	0.32	2.21	2.00	0.31
3ª	.	0.29	2.44	2.22	0.31

Por lo tanto la abertura de la compuerta es:

$$a = 0.29 \text{ m}$$

Se calcula el tirante  $Y_2$  (figura 3.7) y su conjugado mayor para verificar la sumergencia del salto hidráulico. Aplicando las ecuaciones 3.20, 3.19 y 3.18:

$$\begin{aligned} C_v &= 0.96 \\ C_c &= 0.34 \\ Y_2 &= Y_{conjugado} = 0.10 \text{ m} \end{aligned}$$

Ahora con las expresiones 3.22 y 3.21 se calcula el tirante conjugado mayor:

$$\begin{aligned} Fr_2 &= 3.3212 \\ Fr_2^2 &= 11.030 \\ Y_{conjugado} &= 0.42 \text{ m} \end{aligned}$$

Comparando el valor del tirante conjugado mayor con el tirante  $Y_3$  ( $Y_A$ ) aguas arriba de la cámara de cribado, para determinar la sumergencia del salto hidráulico:

$$Y_{conjugado} = 0.42 \text{ m} < Y_3 = 0.635 \text{ m}$$

∴ El salto hidráulico es ahogado.

La longitud del salto se calcula con la relación 3.23:

$$L = 1.86 \text{ m}$$

### 3.3.2 Cálculo a gasto máximo

Para la condición de gasto máximo, los cálculos se realizan con la misma secuencia y procedimientos que para gasto medio.

Se calcula -por continuidad- el área de la sección hidráulica aguas arriba de la cámara de cribado:

$$A = (0.69 + 0.9) = 0.77 \text{ m}^2$$

Ahora se calcula el tirante también aguas arriba de la cámara (figura 3.8):

$$Y_A = (0.77 + 1.52) = 0.50 \text{ m}$$

Se calcula la abertura "a" necesaria en la compuerta, para obtener un  $Y_3$  ( $Y_A$ ) = 0.50 m, con la relación 3.17 y los datos:

$$\begin{aligned} Q &= 0.69 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.52 \text{ m} \\ Y_1 &= 0.70 \text{ m} \\ Y_3 &= 0.50 \text{ m} \end{aligned}$$

obtenemos:

No.de Iteración	Se toma Cd	a (m)	$Y_1/n$	$Y_1/a$	Se Obtiene Cd
1ª	0.30	0.41	1.71	1.22	0.52
2ª	-	0.24	2.97	2.12	0.54
3ª	-	0.23	3.09	2.20	0.53
4ª	-	0.23	3.09	2.20	0.53

Por lo tanto la abertura de la compuerta es:

$$a = 0.23 \text{ m}$$

Se calcula el tirante  $Y_2$  (figura 3.7) con las relaciones 3.20, 3.19 y 3.18:

$$\begin{aligned} C_v &= 0.99 \\ C_c &= 0.58 \\ Y_2 &= Y_{\text{conjugado}} = 0.13 \text{ m} \end{aligned}$$

Ahora, con las expresiones 3.22 y 3.21 se calcula su conjugado mayor para verificar la sumergencia del salto hidráulico:

$$\begin{aligned} Fr_2 &= 3.092 \\ Fr_2^2 &= 9.561 \\ Y_{\text{conjugado Mayor}} &= 0.51 \text{ m} \end{aligned}$$

Comparando el valor del tirante conjugado mayor con el tirante  $Y_3$  ( $Y_A$ ) aguas arriba de la cámara de cribado, para determinar la sumergencia del salto hidráulico:

$$Y_{\text{conjugado Mayor}} = 0.51 \text{ m} < Y_3 = 0.50 \text{ m}$$

∴ El salto hidráulico en terminos practicos es claro.

La longitud del salto se determina con la fórmula 3.23:

$$L = 2.20 \text{ m}$$

Se procede a calcular la pérdida de carga a través de las rejillas para obtener el tirante  $Y_B$  aguas abajo de la cámara de cribado (figura 3.8).

#### a) Pérdida de carga con rejillas limpias

Velocidad a través de las aberturas de las rejillas

$$b = \text{ancho libre} = 1.52 - 59 \times 0.0064 = 1.14 \text{ m}$$

$$V = 0.69 / (1.14 \times 0.50) = 1.21 \text{ m/s}$$

sustituyendo valores en las expresiones 3.24 y 3.25, resulta:

$$\text{a.1) } h = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{a.2) } h = 0.0002 \text{ m}$$

considerando  $h=0.05 \text{ m}$ , el tirante ( $Y_B$ ) aguas abajo de la cámara de cribado se calcula sustituyendo los siguientes datos en la ecuación 3.27:

$$Q_A = 0.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y_A = 0.50 \text{ m}$$

$$b_A = 1.52 \text{ m}$$

$$V_A = 0.90 \text{ m/s}$$

$$Q_B = 0.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y_B = ?$$

$$b_B = 1.52 \text{ m}$$

$$h_T = 0.05 \text{ m}$$

resolviendo:

$$Y_B = 0.442 \text{ m}$$

$$V_B = 1.027 \text{ m/s}$$

#### b) Pérdida de carga con rejillas a 50% de colmatación

Las condiciones del flujo aguas abajo de las rejillas, son las mismas que las calculadas con las rejillas limpias porque están gobernadas por las del canal de salida.

ahora, con los datos conocidos, se llega a:

$$V' = \frac{1.211}{Y'_A} \quad \dots (3.32)$$

$$V'_A = \frac{0.454}{Y'_A} \quad \dots (3.33)$$

sustituyendo las ecuaciones 3.32 y 3.33 en la 3.29, la cual a su vez se sustituye en la 3.28, y resolviendo la ecuación, se obtienen los siguientes resultados:

$$Y'_A = 0.674 \text{ m}$$

$$V'_A = 0.673 \text{ m/s}$$

$$V' = 1.796 \text{ m/s}$$

$$h_{20} = 0.20 \text{ m}$$

Ahora sólo se determinará la abertura "a" de compuerta para el caso de tener rejillas con 50% de colmatación. El procedimiento de cálculo es el mismo que se ha venido aplicando.

con la relación 3.17, y los datos:

$$Q = 0.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 1.52 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0.70 \text{ m}$$

$$Y_3 = 0.674 \text{ m}$$

obtenemos:



No. de Iteración	Se toma Cd	a (m)	$Y_1/a$	$Y_3/a$	Se Obtiene Cd
1ª	0.30	0.41	1.71	1.65	0.35
2ª	.	0.35	2.00	1.93	0.25
3ª	.	0.49	1.43	1.38	0.30
4ª	.	0.41	1.71	1.65	0.28
5ª	.	0.44	1.60	1.54	0.31
6ª	.	0.40	1.77	1.71	0.31

Por lo tanto la abertura de la compuerta es:

$$a = 0.40 \text{ m}$$

Se calcula el tirante  $Y_2$  (figura 3.7) y su conjugado mayor para verificar la sumergencia del salto hidráulico. Aplicando las ecuaciones 3.20, 3.19 y 3.18:

$$\begin{aligned} C_v &= 1.02 \\ C_c &= 0.33 \\ Y_2 &= Y_{\text{conjugado}} = 0.13 \text{ m} \end{aligned}$$

Ahora con las expresiones 3.22 y 3.21 se calcula el tirante conjugado mayor:

$$\begin{aligned} Fr_2 &= 3.092 \\ Fr_2^2 &= 9.561 \\ Y_{\text{conjMay}} &= 0.51 \text{ m} \end{aligned}$$

Comparando el valor del tirante conjugado mayor con el tirante  $Y_3$  ( $Y_A$ ) aguas arriba de la cámara de cribado, para determinar la sumergencia del salto hidráulico:

$$Y_{\text{conjMay}} = 0.51 \text{ m} < Y_3 = 0.674 \text{ m}$$

∴ El salto hidráulico es ahogado.

La longitud del salto se calcula con la relación 3.23:

$$L = 2.26 \text{ m}$$

### 3.3.3 Cálculo a gasto mínimo

Para la condición de gasto mínimo, los cálculos se realizan con la misma secuencia y procedimientos que para los dos casos anteriores. Se calcula por continuidad el área de la sección hidráulica aguas arriba de la cámara de cribado:

$$A = (0.305 + 0.50) = 0.61 \text{ m}^2$$

Ahora se calcula el tirante también aguas arriba de la cámara (figura 3.8):

$$Y_A = (0.61 + 1.52) = 0.40 \text{ m}$$

Se calcula la abertura "a" necesaria en la compuerta, para obtener un  $Y_3 (Y_A) = 0.40 \text{ m}$ , con la relación 3.17 y los datos:

$$Q = 0.305 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 1.52 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0.70 \text{ m}$$

$$Y_3 = 0.40 \text{ m}$$

obtenemos:

No. de Iteración	Se toma Cd	a (m)	$Y_1/a$	$Y_2/a$	Se Obtiene Cd
1ª	0.40	0.14	5.17	2.96	0.53
2ª	-	0.10	6.85	3.93	0.50
3ª	-	0.11	6.46	3.71	0.50

Por lo tanto la abertura de la compuerta es:

$$a = 0.11 \text{ m}$$

Se calcula el tirante  $Y_2$  (figura 3.7) con las relaciones 3.20, 3.19 y 3.18:

$$C_v = 0.98$$

$$C_c = 0.53$$

$$Y_2 = Y_{\text{conjugado}} = 0.06 \text{ m}$$

Ahora, con las expresiones 3.22 y 3.21 se calcula su conjugado mayor para verificar la sumergencia del salto hidráulico:

$$Fr_2 = 4.359$$

$$Fr_2^2 = 19.00$$

$$Y_{\text{conjugado Mayor}} = 0.34 \text{ m}$$

Comparando el valor del tirante conjugado mayor con el tirante  $Y_3 (Y_A)$  aguas arriba de la cámara de cribado, para determinar la sumergencia del salto hidráulico:

$$Y_{\text{conjugado Mayor}} = 0.34 \text{ m} < Y_3 = 0.40 \text{ m}$$

∴ El salto hidráulico es ahogado.

La longitud del salto se determina con la fórmula 3.23:

$$L = 1.52 \text{ m}$$

Se procede a calcular la pérdida de carga a través de las rejillas para obtener el tirante  $Y_{II}$  aguas abajo de la cámara de cribado (figura 3.8).

#### a) Pérdida de carga con rejillas limpias

Velocidad a través de las aberturas de las rejillas

$$b = \text{ancho libre} = 1.52 \cdot 59 \times 0.0064 = 1.14 \text{ m}$$

$$V = 0.305 / (1.14 \times 0.40) = 0.669 \text{ m/s}$$

sustituyendo valores en las expresiones 3.24 y 3.25, resulta:

$$\text{a.1) } h = 0.014 \text{ m}$$

$$\text{a.2) } h = 0.00005 \text{ m}$$

considerando  $h = 0.014 \text{ m}$ , el tirante ( $Y_{II}$ ) aguas abajo de la cámara de cribado se calcula sustituyendo los siguientes datos en la ecuación 3.27:

$$Q_A = 0.305 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y_A = 0.40 \text{ m}$$

$$b_A = 1.52 \text{ m}$$

$$V_A = 0.50 \text{ m/s}$$

$$Q_{II} = 0.305 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y_{II} = ?$$

$$b_{II} = 1.52 \text{ m}$$

$$h_T = 0.014 \text{ m}$$

resolviendo:

$$Y_{II} = 0.386 \text{ m}$$

$$V_{II} = 0.520 \text{ m/s}$$

#### b) Pérdida de carga con rejillas a 50% de colmatación

Las condiciones del flujo aguas abajo de las rejillas, son las mismas que las calculadas con las rejillas limpias porque están gobernadas por las del canal de salida.

ahora, con los datos conocidos, se llega a:

$$V' = \frac{0.535}{Y'_A} \quad \dots (3.34)$$

$$V'_A = \frac{0.201}{Y'_A} \quad \dots (3.35)$$

sustituyendo las ecuaciones 3.34 y 3.35 en la 3.29, la cual a su vez se sustituye en la 3.28, y resolviendo la ecuación, se obtienen los siguientes resultados:

$$Y_A' = 0.471 \text{ m}$$

$$V_A' = 0.426 \text{ m/s}$$

$$V' = 1.135 \text{ m/s}$$

$$h_{(a)} = 0.08 \text{ m}$$

Ahora sólo se determinará la abertura "a" de compuerta para el caso de tener rejillas con 50% de colmatación. El procedimiento de cálculo es el mismo que se ha venido aplicando.

con la relación 3.17, y los datos:

$$Q = 0.305 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 1.52 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0.70 \text{ m}$$

$$Y_3 = 0.471 \text{ m}$$

obtenemos:

No. de Iteración	Se toma Cd	a (m)	$Y_1/a$	$Y_3/a$	Se Obtiene Cd
1ª	0.40	0.14	5.17	3.48	0.45
2ª	-	0.12	5.82	3.92	0.43
3ª	-	0.12	5.82	3.92	0.43

Por lo tanto la abertura de la compuerta es:

$$a = 0.12 \text{ m}$$

Se calcula el tirante  $Y_2$  (figura 3.7) y su conjugado mayor para verificar la sumergencia del salto hidráulico. Aplicando las ecuaciones 3.20, 3.19 y 3.18:

$$C_v = 0.98$$

$$C_c = 0.46$$

$$Y_2 = Y_{\text{conjugado}} = 0.06 \text{ m}$$

Ahora con las expresiones 3.22 y 3.21 se calcula el tirante conjugado mayor:

$$Fr_2 = 4.359$$

$$Fr_2^2 = 19.00$$

$$Y_{\text{conjugado Mayor}} = 0.34 \text{ m}$$

Comparando el valor del tirante conjugado mayor con el tirante  $Y_3$  ( $Y_A$ ) aguas arriba de la cámara de cribado, para determinar la sumergencia del salto hidráulico:

$$Y_{\text{conjugado Mayor}} = 0.34 \text{ m} < Y_3 = 0.471 \text{ m}$$

∴ El salto hidráulico es ahogado.

La longitud del salto se calcula con la relación 3.23:

$$L = 1.52 \text{ m}$$

### 3.4 DISTRIBUCIÓN A DESARENACIÓN Y CÁMARAS DESARENADORAS

El cálculo hidráulico en las cámaras desarenadoras depende de las condiciones hidráulicas en la sección de control de cada desarenador, esta sección de control corresponde al vertedor de salida de la cámara, ya que en función del gasto de operación se tendrá una carga hidráulica sobre el vertedor del desarenador, la cual obliga a tener cierto tirante en el canal de entrada del mismo.

Debido a que la condición de control es el gasto, la compuerta colocada aguas arriba de la criba nos asegura cumplir con dicha condición. Como se mencionó anteriormente, cada criba alimenta a un desarenador a través de un canal rectangular de ancho  $b=1.52$  m, las cribas exteriores alimentan a los desarenadores D-01, y las cribas interiores a los desarenadores D-02. Los canales que alimentan a los primeros tienen una longitud  $L=12.00$  m, mientras que los restantes tienen una longitud  $L= 25.00$  m, siendo las longitudes la distancia que existe desde el eje de la criba al inicio del canal de entrada del desarenador (figura 2.1).

El análisis hidráulico desde la criba a la entrada del desarenador, se realiza tratando el flujo como gradualmente variado, y revisando que no se presenten velocidades inferiores a los  $0.60$  m/s para evitar sedimentaciones a lo largo del canal. Además también se realiza la revisión como flujo uniforme.

Hay que señalar que los desarenadores y las cribas están desplazados y colocados simétricamente, por lo que sólo se analiza una batería (derecha o izquierda) para cubrir los cálculos.

#### 3.4.1 Cálculo a gasto medio

Para revisar que en el vertedor de salida del desarenador se aporte el gasto adecuado, se utiliza la fórmula de Francis para vertedores:

$$Q = 1.838 L H^{3/2} \quad \dots (3.36)$$

donde:

- Q: Gasto ( $m^3/s$ ) =  $0.5$  (2/4 trenes)
- L: Longitud de cresta (m) =  $8.53$
- H: Carga hidráulica sobre el vertedor (m)

despejando H:

$$H = \left[ \frac{Q}{1.838 L} \right]^{2/3} \quad \dots (3.37)$$

calculando la carga H sobre el vertedor:

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

El tirante necesario -a la entrada del desarenador- para que se presente la carga hidráulica  $H=0.10$  m, se calcula aplicando la ecuación de la energía (ec. 3.27) entre las secciones 1 y 2 con los datos siguientes y considerando una pérdida de 2.5 veces la diferencia de cargas de velocidad, tomando en cuenta las condiciones en 1 y 2 que se muestran en la figura 3.9.

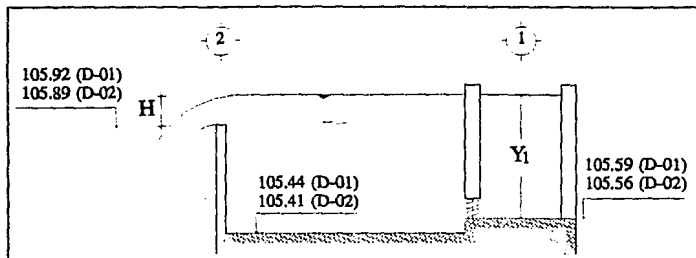


Figura 3.9 Cámara desarenadora.

datos de las secciones 1 y 2:

$Q_2 = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_1 = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$
$Y_2 = 0.10 \text{ m}$	$Y_1 = ?$
$Z_2 = 105.92 \text{ m.s.n.m.}$	$Z_1 = 105.59 \text{ m.s.n.m.}$
$b_2 = 8.53 \text{ m}$	$b_1 = 1.45 \text{ m}$
$V_2 = 0.59 \text{ m/s}$	$h_r = 2.5 (V_1 - V_2)^2 / 2g$

sustituyendo y resolviendo la ecuación 3.27, tenemos:

$$Y_1 = 0.42 \text{ m} \quad V_1 = 0.821 \text{ m/s}$$

Ahora se analiza el flujo a lo largo de los canales que alimentan a los desarenadores.

La compuerta y la criba obligan a que el tirante de agua inmediatamente aguas abajo de la criba sea  $Y=0.51$  m, mientras que el tirante a la entrada de los desarenadores es  $Y=0.42$  m.

con los datos de las características del canal:

$$\begin{aligned} Q &= 0.50 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.52 \text{ m} \\ S_0 &= 0.002 \\ n &= 0.013 \end{aligned}$$

obtenemos por Manning -fórmula 3.13- :

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.28 \text{ m} \\ Y_c &= 0.22 \text{ m} \end{aligned}$$

$$S_c = 0.004$$

El tirante inmediatamente aguas abajo de la criba tendería a alcanzar el tirante normal, pero debido a las condiciones del canal -longitud, geometría y pendiente- no alcanza a desarrollarse completamente el perfil  $M_1$  ( $Y_c < Y_n$ ,  $S_o < S_c$ ), pues éste termina con el tirante  $Y=0.42$  m a la entrada del desarenador.

Ocurre lo mismo para los canales que alimentan a los desarenadores D-01, como para los que alimentan a los desarenadores D-02, ya que debido a la geometría, rugosidad y pendiente del canal, el tirante normal se alcanzaría aproximadamente a los 130 m, y el canal más largo tiene 25 m, lo cual quiere decir que no llega a presentarse el tirante normal en dichos canales.

### 3.4.2 Cálculo a gasto máximo

Llevando a cabo la misma secuencia y los mismos procedimientos que en el punto 3.4.1.

Con  $Q=0.69$  m<sup>3</sup>/s, por la fórmula de Francis para vertedores (3.37) se calcula:

$$H = 0.12 \text{ m}$$

El tirante necesario -a la entrada del desarenador- para que se presente la carga hidráulica  $H=0.12$  m (figura 3.9) se calcula aplicando la ecuación de la energía (ec. 3.27) entre las secciones 1 y 2 y haciendo las consideraciones ya apuntadas.

datos de las secciones 1 y 2:

$Q_2 = 0.69 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_1 = 0.69 \text{ m}^3/\text{s}$
$Y_2 = 0.12 \text{ m}$	$Y_1 = ?$
$Z_2 = 105.92 \text{ m.s.n.m.}$	$Z_1 = 105.59 \text{ m.s.n.m.}$
$b_2 = 8.53 \text{ m}$	$b_1 = 1.45 \text{ m}$
$V_2 = 0.67 \text{ m/s}$	$h_T = 2.5 (V_1 - V_2)^2 / 2g$

sustituyendo y resolviendo la ecuación 3.27, tenemos:

$$Y_1 = 0.43 \text{ m} \qquad V_1 = 1.10 \text{ m/s}$$

Ahora se analiza el flujo a lo largo de los canales que alimentan a los desarenadores.

En este caso el tirante de agua inmediatamente aguas abajo de la criba es  $Y=0.44$  m, y a la entrada del desarenador  $Y=0.43$  m.

con los datos de las características del canal:

$$\begin{aligned} Q &= 0.69 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.52 \text{ m} \\ S_n &= 0.002 \\ n &= 0.013 \end{aligned}$$

obtenemos por Manning -fórmula 3.13- :

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.34 \text{ m} \\ Y_c &= 0.28 \text{ m} \\ S_c &= 0.0037 \end{aligned}$$

Como a gasto medio, el tirante inmediatamente aguas abajo de la criba tendería a alcanzar el tirante normal, pero debido a las condiciones del canal no se desarrolla el perfil  $M_1$  ( $Y_c < Y_n$ ,  $S_0 < S_c$ ), pues éste finaliza casi con el mismo tirante a la entrada del desarenador.

Ocurre lo mismo en el canal corto y en el canal largo, ya que el tirante normal se alcanzaría aproximadamente a los 130 m.

### 3.4.3 Cálculo a gasto mínimo

Con la mecánica seguida en los puntos 3.4.1 y 3.4.2 se prosigue el análisis.

Con  $Q=0.305 \text{ m}^3/\text{s}$ , y con la fórmula 3.37, se obtiene:

$$H = 0.07 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación de la energía (ec. 3.27) entre las secciones 1 y 2, se calcula el tirante a la entrada del desarenador (figura 3.9).

datos de las secciones 1 y 2:

$$\begin{array}{ll} Q_2 = 0.305 \text{ m}^3/\text{s} & Q_1 = 0.305 \text{ m}^3/\text{s} \\ Y_2 = 0.07 \text{ m} & Y_1 = ? \\ Z_2 = 105.92 \text{ m.s.n.m.} & Z_1 = 105.59 \text{ m.s.n.m.} \\ b_2 = 8.53 \text{ m} & b_1 = 1.45 \text{ m} \\ V_2 = 0.51 \text{ m/s} & h_T = 2.5 (V_1 - V_2)^2/2g \end{array}$$

sustituyendo y resolviendo la ecuación 3.27, tenemos:

$$Y_1 = 0.40 \text{ m} \quad V_1 = 0.53 \text{ m/s} \quad (\text{se considera en el límite y se acepta})$$

Ahora se analiza el flujo a lo largo de los canales que alimentan a los desarenadores.

En este caso el tirante de agua inmediatamente aguas abajo de la criba es  $Y=0.39 \text{ m}$ , y a la entrada del desarenador  $Y=0.40 \text{ m}$ .

con los datos de las características del canal:

$$\begin{aligned} Q &= 0.305 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.52 \text{ m} \\ S_0 &= 0.002 \\ n &= 0.013 \end{aligned}$$



obtenemos por Manning -fórmula 3.13- :

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.20 \text{ m} \\ Y_c &= 0.16 \text{ m} \\ S_c &= 0.0039 \end{aligned}$$

Como en los casos anteriores, el tirante inmediatamente aguas abajo de la criba tendería a alcanzar el tirante normal, pero debido a las condiciones del canal no se desarrolla el perfil M, ( $Y_c < Y_n$ ,  $S_0 < S_c$ ), pues éste concluye casi con el mismo tirante a la entrada del desarenador.

El mismo comportamiento se presenta en el canal corto y en el canal largo, ya que el tirante normal necesita una distancia de aproximadamente 160 m para desarrollarse.

### 3.5 RECOLECCIÓN Y MEDICIÓN DE EFLUENTE PRIMARIO

Debido a que el control del flujo se encuentra en los aforadores Parshall (figura 2.1), se revisa primero el funcionamiento hidráulico de estos y después el de los canales recolectores que los alimentan.

#### 3.5.1 Medición de efluente primario

Como se mencionó en el capítulo 2, la medición del efluente primario se realiza mediante dos canales aforadores Parshall, los cuales tienen las siguientes características (figura 3.10 y cuadro 3.1):

Cuadro 3.1 Dimensiones de los canales aforadores Parshall (en metros)

W	A	B	C	D	E	F	G	k	N	M	P	x	y
0.9144	1.677	1.645	1.22	1.572	0.915	0.61	0.915	0.076	0.229	0.381	2.223	0.506	0.762

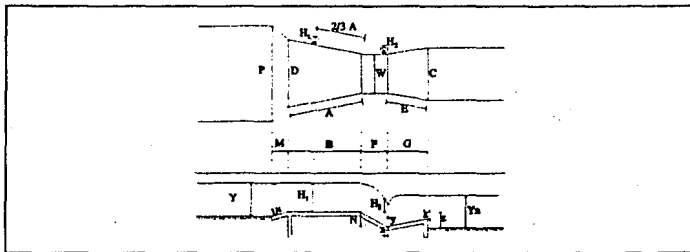


Figura 3.10 Medidor Parshall.

Se revisa la condición de la descarga con que operan los aforadores, pues como se sabe es conveniente que se presente descarga libre en lugar de descarga ahogada, ya que de esta manera es suficiente con medir el tirante o carga  $h_1$ ; en caso de que se presente descarga ahogada será necesario medir, además de  $h_1$ , a la carga  $h_2$ . El flujo se considera ahogado cuando  $h_2/h_1$  (relación de ahogamiento) excede el valor de 0.70, y tendrá que restársele al gasto una corrección por ahogamiento, misma que se obtiene de gráficas especiales, las cuales se pueden consultar en diversos libros de hidráulica de canales.

#### a) Revisión a gasto medio

Para los medidores Parshall que se seleccionaron se utiliza la fórmula:

$$Q = 2.184 h_1^{1.566} \quad \dots (3.38)$$

donde:

Q: Gasto ( $m^3/s$ ) = 1.00  
 $h_1$ : Carga hidráulica aguas arriba (m)

despejando obtenemos:

$$h_1 = \left[ \frac{Q}{2.186} \right]^{0.6386} \quad \dots (3.39)$$

sustituyendo el valor del gasto:

$$h_1 = 0.61 \text{ m}$$

Se sabe también que el tirante normal a la salida de los Parshall es  $Y_n = 0.56 \text{ m}$  (punto 4.1.1), y que el escalón en la misma salida es  $z = 0.20 \text{ m}$ , entonces calculando  $h_2$ :

$$h_2 = Y_n - z$$

$$h_2 = 0.36 \text{ m}$$

y la relación de ahogamiento resulta:

$$h_2/h_1 = 0.59$$

por lo tanto, vemos que a gasto medio el medidor Parshall descarga libremente.

El tirante a la entrada de los Parshall se calcula obteniendo las pérdidas de carga o energía ( $h_L$ ) a través del mismo. De gráficas, con 59 por ciento de ahogamiento, gasto de  $1.00 \text{ m}^3/s$  y medidor con garganta  $W = 0.9144 \text{ m}$  (3 ft):

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

El tirante a la entrada del medidor resulta de la suma de las pérdidas de carga ( $h_L$ ) y el tirante a la salida del mismo ( $Y_n$ ).

$$Y = Y_n + h_1$$

$$Y = 0.86 \text{ m}$$

### b) Revisión a gasto máximo

Utilizando la fórmula 3.39, con un gasto de  $1.38 \text{ m}^3/\text{s}$ , obtenemos:

$$h_1 = 0.75 \text{ m}$$

Sabemos también que el tirante normal a la salida de los Parshall es  $Y_n=0.71 \text{ m}$  (punto 4.1.1), y que el escalón en la misma salida es  $z=0.20 \text{ m}$ , entonces calculando  $h_2$ :

$$h_2 = Y_n - z$$

$$h_2 = 0.51 \text{ m}$$

y la relación de ahogamiento resulta:

$$h_2/h_1 = 0.68$$

por lo tanto, a gasto máximo el medidor Parshall también descarga libremente.

El tirante a la entrada de los Parshall se calcula de la misma forma que a gasto medio. De gráficas, con 68 por ciento de ahogamiento, gasto de  $1.38 \text{ m}^3/\text{s}$  y aforador con garganta  $W=0.9144 \text{ m}$  (3ft):

$$h_1 = 0.26 \text{ m}$$

El tirante a la entrada del medidor resulta:

$$Y = Y_n + h_1$$

$$Y = 0.97 \text{ m}$$

### c) Revisión a gasto mínimo

Del mismo modo que en los dos casos anteriores, con la relación 3.39 y un gasto de  $0.61 \text{ m}^3/\text{s}$ , se obtiene:

$$h_1 = 0.44 \text{ m}$$

El tirante normal a la salida de los Parshall es  $Y_n=0.39 \text{ m}$  (punto 4.1.1), y el escalón en la misma salida es  $z=0.20 \text{ m}$ , calculando  $h_2$ :

$$h_2 = Y_n - z$$

$$h_2 = 0.19 \text{ m}$$

y la relación de ahogamiento resulta:

$$h_2/h_1 = 0.42$$

Entonces, a gasto mínimo el medidor Parshall trabaja con descarga libre.

El tirante a la entrada de los Parshall se calcula de la misma forma. De gráficas, con 42 por ciento de ahogamiento, gasto de  $0.61 \text{ m}^3/\text{s}$  y medidor con garganta  $W = 0.9144 \text{ m}$  (3ft):

$$h_t = 0.26 \text{ m}$$

El tirante a la entrada del medidor resulta:

$$Y = Y_n + h_t$$

$$Y = 0.65 \text{ m}$$

### 3.5.2 Recolección de efluente primario

El análisis hidráulico desde los aforadores Parshall hacia la salida de los desarenadores se realiza tratando el flujo como gradualmente variado, y revisando nuevamente que en los canales no se presenten velocidades inferiores a los  $0.60 \text{ m/s}$  para evitar sedimentaciones a lo largo del canal.

Como se mencionó anteriormente, existen dos canales recolectores de agua desarenada, un canal corto y un canal largo; el canal corto es alimentado por la batería derecha de desarenadores, y a su vez el canal largo lo es por la batería izquierda (figura 2.1). Los canales recolectores son rectangulares y tienen las siguientes características:

#### Canal recolector corto

Ancho de plantilla (b)	=	1.20 m
Longitud <sub>1</sub>	=	18.00 m
Longitud de la curva	=	10.00 m
Longitud <sub>2</sub>	=	40.00 m
Longitud <sub>Total</sub>	=	68.00 m
Longitud <sub>3</sub>	=	16.00 m

Siendo la longitud<sub>1</sub>, del canal de salida del desarenador D-02, al inicio de la curva; la longitud<sub>2</sub>, del final de la curva a la entrada del medidor Parshall derecho; y la longitud<sub>3</sub>, del canal de salida del desarenador D-02 al canal de salida del desarenador D-01.

#### Canal recolector largo

Ancho de plantilla (b)	=	1.20 m
Longitud <sub>1</sub>	=	21.00 m
Longitud de la curva	=	10.00 m
Longitud <sub>2</sub>	=	79.67 m
Longitud <sub>Total</sub>	=	110.67 m
Longitud <sub>3</sub>	=	16.00 m

Siendo la longitud<sub>1</sub>, del canal de salida del desarenador D-02, al inicio de la curva; la longitud<sub>2</sub>, del final de la curva a la entrada del medidor Parshall izquierdo; y la longitud<sub>3</sub>, del canal de salida del desarenador D-02 al canal de salida del desarenador D-01.

Cada canal tiene un cambio de dirección horizontal de 90 grados, que es necesario para poder alimentar a los tanques aeradores, este cambio se lleva a cabo por medio de una curva, la cual es la cuarta parte de un círculo con radio de 6.366 m.

Debido a que el flujo en estos dos canales se comporta con régimen subcrítico (como se observa en los cálculos), el cálculo del perfil hidráulico se realiza tomando la longitud total de cada canal y no se hace ningún cálculo especial para la parte curva, ya que cuando se presenta régimen subcrítico en una curva los perfiles de flujo sufren pocas alteraciones, y sobreelevaciones y pérdidas pequeñas, por lo que en este caso, se desprecia la fuerza centrífuga del agua, las ondas cruzadas y se considera que la distribución de velocidades en la sección transversal de la curva es la misma que la existente en las partes rectas del canal. Se aclara que en sentido estricto esta revisión debe realizarse aun cuando el régimen sea subcrítico, pues no se descarta la posibilidad de que el flujo rebese el bordo libre del canal.

El cálculo del perfil hidráulico del medidor Parshall a los desarenadores, se realiza mediante el método de los incrementos finitos utilizando la fórmula:

$$E_2 - E_1 = (S_0 - S_f) \Delta x \quad \dots (3.40)$$

donde:

- $E_1$ : Energía en la sección aguas arriba, en m.  $(Y_1 + V^2/2g)$
- $E_2$ : Energía en la sección aguas abajo, en m.  $(Y_2 + V^2/2g)$
- $S_0$ : Pendiente de la plantilla del canal.
- $S_f$ : Pendiente media de fricción en las dos secciones.

Cuando el cálculo se realiza de aguas arriba hacia aguas abajo se conocen las características hidráulicas en la sección 1, cuando el sentido del cálculo es en dirección contraria, las características conocidas son de la sección 2. El procedimiento consiste en suponer un valor del tirante en la sección desconocida y ajustar dicho valor mediante la ecuación anterior. Con este método los resultados son los siguientes:

#### a) Gasto medio

##### Canal recolector corto

Del Parshall al desarenador D-02 se tienen los datos:

$$\begin{aligned} Q &= 1.00 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.20 \text{ m} \\ S_0 &= 0.004 \\ n &= 0.013 \end{aligned}$$

Primero, se calculan en el canal recolector los tirantes normal y crítico, así como la pendiente crítica para poder identificar el tipo de perfil:

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.431 \text{ m} \\ Y_c &= 0.414 \text{ m} \\ S_c &= 0.0045 \end{aligned}$$

Como el control hidráulico lo produce el medidor Parshall, el cálculo del perfil se hace de aguas abajo hacia aguas arriba, tomando como tirante inicial ( $Y_i$ ) el tirante de 0.86 m a la entrada del Parshall. Observamos que  $Y_c < Y_n$ ,  $Y_n < Y_i$  y  $S_c > S_0$ , por lo tanto el perfil que se presenta es tipo  $M_1$ .

El desarrollo del perfil del Parshall a la salida del desarenador D-02 es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m <sup>3</sup> /s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>p</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(S <sub>0</sub> -Sf)Δx (m)
0.00	0.860	1.032	0.353	0.969	0.048	0.908	6.4	-	-	-
5.00	0.841	1.009	0.350	0.991	0.050	0.891	6.7	6.5	0.017	0.017
10.00	0.822	0.987	0.347	1.014	0.052	0.875	7.1	6.9	0.017	0.017
15.00	0.803	0.964	0.343	1.037	0.055	0.858	7.6	7.3	0.016	0.016
20.00	0.785	0.942	0.340	1.062	0.057	0.842	8.0	7.8	0.016	0.016
25.00	0.766	0.919	0.336	1.088	0.060	0.826	8.5	8.3	0.016	0.016
30.00	0.747	0.897	0.333	1.115	0.063	0.811	9.1	8.8	0.016	0.016
35.00	0.729	0.875	0.329	1.143	0.067	0.795	9.7	9.4	0.015	0.015
40.00	0.710	0.852	0.325	1.173	0.070	0.780	10.4	10.1	0.015	0.015
45.00	0.692	0.830	0.321	1.204	0.074	0.766	11.1	10.8	0.015	0.015
50.00	0.674	0.808	0.317	1.237	0.078	0.752	11.9	11.5	0.014	0.014
55.00	0.655	0.786	0.313	1.271	0.082	0.738	12.8	12.4	0.014	0.014
60.00	0.637	0.765	0.309	1.308	0.087	0.724	13.8	13.3	0.013	0.013
65.00	0.619	0.743	0.305	1.345	0.092	0.712	14.9	14.4	0.013	0.013
68.00	0.610	0.732	0.302	1.366	0.095	0.705	15.5	15.2	0.007	0.007

De la salida del desarenador D-02 a la salida del desarenador D-01, los datos son:

$$Q = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$S_0 = 0.004$$

$$n = 0.013$$

Los tirantes normal y crítico, y la pendiente crítica en el canal recolector:

$$Y_n = 0.518 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.414 \text{ m}$$

$$S_c = 0.0069$$

Se observa que  $Y_c < Y_n$ ,  $Y_n < Y_i(0.61 \text{ m})$  y  $S_c > S_0$ , por lo que se presenta un perfil tipo  $M_1$ .

El desarrollo del perfil del desarenador D-02 al desarenador D-01 es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m <sup>3</sup> /s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
0.00	0.610	0.732	0.302	1.366	0.095	0.705	15.5	-	-	-
5.00	0.597	0.358	0.200	1.397	0.099	0.696	28.2	21.9	0.009	0.009
10.00	0.588	0.353	0.199	1.417	0.102	0.690	29.3	28.8	0.006	0.006
16.00	0.579	0.347	0.198	1.439	0.106	0.685	30.4	29.9	0.006	0.006

### Canal recolector largo

Del Parshall a la salida del desarenador D-02 se tienen los datos:

$$Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 1.20 \text{ m}$$

$$S_0 = 0.004$$

$$n = 0.013$$

Los tirantes normal, crítico y pendiente crítica en el canal recolector son:

$$Y_n = 0.431 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.414 \text{ m}$$

$$S_c = 0.0045$$

Observamos que se presenta un perfil tipo M<sub>1</sub>, ya que  $Y_c < Y_n$ ,  $Y_n < Y_i (0.86 \text{ m})$  y  $S_c > S_0$ .

El desarrollo del perfil del Parshall a la salida del desarenador D-02 es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m <sup>3</sup> /s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
0.00	0.860	1.032	0.353	0.969	0.048	0.908	6.4	-	-	-
5.00	0.841	1.009	0.350	0.991	0.050	0.891	6.7	6.5	0.017	0.017
10.00	0.822	0.987	0.347	1.014	0.052	0.875	7.1	6.9	0.017	0.017
15.00	0.803	0.964	0.343	1.037	0.055	0.858	7.6	7.3	0.016	0.016
20.00	0.785	0.942	0.340	1.062	0.057	0.842	8.0	7.8	0.016	0.016
25.00	0.766	0.919	0.336	1.088	0.060	0.826	8.5	8.3	0.016	0.016
30.00	0.747	0.897	0.333	1.115	0.063	0.811	9.1	8.8	0.016	0.016
35.00	0.729	0.875	0.329	1.143	0.067	0.796	9.7	9.4	0.015	0.015
40.00	0.710	0.852	0.325	1.173	0.070	0.780	10.4	10.1	0.015	0.015
45.00	0.692	0.830	0.321	1.204	0.074	0.766	11.1	10.8	0.015	0.015
50.00	0.674	0.808	0.317	1.237	0.078	0.752	11.9	11.5	0.014	0.014
55.00	0.655	0.786	0.313	1.271	0.082	0.738	12.6	12.4	0.014	0.014

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
60.00	0.637	0.765	0.309	1.308	0.087	0.724	13.8	13.3	0.013	0.013
65.00	0.619	0.743	0.305	1.345	0.092	0.712	14.9	14.4	0.013	0.013
70.00	0.602	0.722	0.300	1.385	0.098	0.699	16.1	15.5	0.012	0.012
75.00	0.584	0.701	0.296	1.427	0.104	0.688	17.4	16.8	0.012	0.012
80.00	0.567	0.680	0.291	1.471	0.110	0.677	18.9	18.2	0.011	0.011
85.00	0.550	0.660	0.287	1.516	0.117	0.667	20.5	19.7	0.010	0.010
90.00	0.533	0.639	0.292	1.564	0.125	0.657	22.3	21.4	0.009	0.009
95.00	0.516	0.620	0.278	1.614	0.133	0.649	24.3	23.3	0.008	0.008
100.00	0.501	0.601	0.273	1.665	0.141	0.642	26.5	25.4	0.007	0.007
105.00	0.485	0.582	0.268	1.717	0.150	0.636	28.8	27.6	0.006	0.006
110.67	0.471	0.566	0.264	1.768	0.159	0.631	31.2	30.0	0.005	0.005

De la salida del desarenador D-02 a la salida del desarenador D-01 los datos son:

$$Q = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$S_0 = 0.004$$

$$n = 0.013$$

Los tirantes normal, critico y pendiente critica en el canal recolector son:

$$Y_n = 0.518 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.414 \text{ m}$$

$$S_c = 0.0071$$

Además,  $Y_c < Y_n$ ,  $Y_n > Y_i (0.471 \text{ m})$  y  $S_c > S_0$ , por lo que se identifica un perfil tipo  $M_2$ .

El desarrollo del perfil de la salida del desarenador D-02 a la salida del desarenador D-01 es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
0.00	0.471	0.566	0.264	1.768	0.159	0.631	31.2	-	-	-
5.00	0.473	0.284	0.183	1.764	0.159	0.631	50.4	40.8	0.000	0.000
10.00	0.485	0.291	0.185	1.719	0.151	0.635	47.3	48.8	-0.004	-0.004
16.00	0.494	0.297	0.187	1.686	0.145	0.639	45.0	46.2	-0.004	-0.004



## b) Gasto máximo

*Canal recolector corto*

Del Parshall a la salida del desarenador D-02 se tienen los datos:

$$\begin{aligned} Q &= 1.38 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.20 \text{ m} \\ S_0 &= 0.004 \\ n &= 0.013 \end{aligned}$$

Primero se calculan los tirantes normal y crítico, y la pendiente crítica en el canal recolector:

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.545 \text{ m} \\ Y_c &= 0.513 \text{ m} \\ S_c &= 0.0047 \end{aligned}$$

El cálculo del perfil se hace de aguas abajo hacia aguas arriba, tomando como tirante inicial ( $Y_i$ ) el tirante de 0.97 m a la entrada del Parshall. Observamos que  $Y_c < Y_n$ ,  $Y_n < Y_i$  y  $S_c > S_0$ , por lo tanto, el perfil que se presenta es un perfil tipo  $M_1$ .

El desarrollo del perfil del Parshall a la salida del desarenador D-02 es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(S <sub>0</sub> -Sf)Δx (m)
0.00	0.970	1.164	0.371	1.186	0.072	1.042	8.9	-	-	-
5.00	0.952	1.142	0.368	1.208	0.074	1.026	9.4	9.1	0.015	0.015
10.00	0.934	1.120	0.365	1.232	0.077	1.011	9.8	9.6	0.015	0.015
15.00	0.916	1.099	0.362	1.256	0.080	0.996	10.3	10.1	0.015	0.015
20.00	0.898	1.077	0.360	1.281	0.084	0.981	10.8	10.6	0.015	0.015
25.00	0.880	1.056	0.357	1.307	0.087	0.967	11.4	11.1	0.014	0.014
30.00	0.862	1.034	0.354	1.334	0.091	0.953	12.0	11.7	0.014	0.014
35.00	0.844	1.013	0.351	1.362	0.095	0.939	12.7	12.3	0.014	0.014
40.00	0.827	0.992	0.348	1.391	0.099	0.925	13.4	13.0	0.014	0.014
45.00	0.809	0.971	0.345	1.421	0.103	0.912	14.1	13.7	0.013	0.013
50.00	0.792	0.951	0.341	1.452	0.107	0.900	14.9	14.5	0.013	0.013
55.00	0.775	0.930	0.338	1.484	0.112	0.887	15.8	15.4	0.012	0.012
60.00	0.758	0.910	0.335	1.517	0.117	0.875	16.7	16.3	0.012	0.012
65.00	0.741	0.890	0.332	1.551	0.123	0.864	17.7	17.2	0.011	0.011
68.00	0.731	0.877	0.330	1.573	0.126	0.857	18.4	18.0	0.007	0.007

De la salida del desarenador D-02 a la salida del desarenador D-01, los datos son:

$$\begin{aligned} Q &= 0.69 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 0.60 \text{ m} \\ S_0 &= 0.004 \\ n &= 0.013 \end{aligned}$$

Los tirantes normal, crítico y pendiente crítica en el canal recolector son:

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.674 \text{ m} \\ Y_c &= 0.513 \text{ m} \\ S_c &= 0.0078 \end{aligned}$$

Se presenta un perfil tipo  $M_1$ , pues  $Y_c < Y_n$ ,  $Y_n < Y_i(0.731 \text{ m})$  y  $S_c > S_0$ .

El desarrollo del perfil del desarenador D-02 al desarenador D-01 es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>2</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(S <sub>0</sub> -Sf)Δx (m)
0.00	0.731	0.877	0.330	1.573	0.126	0.857	18.4	-	-	-
5.00	0.720	0.432	0.212	1.597	0.130	0.850	34.2	26.3	0.007	0.007
10.00	0.716	0.430	0.211	1.606	0.131	0.847	34.6	34.4	0.003	0.003
16.00	0.711	0.427	0.211	1.617	0.133	0.844	35.2	34.9	0.003	0.003

### Canal recolector largo

Del Parshall a la salida del desarenador D-02 se tienen los datos:

$$\begin{aligned} Q &= 1.38 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.20 \text{ m} \\ S_0 &= 0.004 \\ n &= 0.013 \end{aligned}$$

Los tirantes normal, crítico y pendiente crítica en el canal recolector son:

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.545 \text{ m} \\ Y_c &= 0.513 \text{ m} \\ S_c &= 0.0047 \end{aligned}$$

Se observa que  $Y_c < Y_n$ ,  $Y_n < Y_i(0.97 \text{ m})$  y  $S_c > S_0$ , por lo que se presenta un perfil tipo  $M_1$ .

El desarrollo del perfil del Parshall a la salida del desarenador D-02 es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m <sup>3</sup> /s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf' (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
0.00	0.970	1.164	0.371	1.186	0.072	1.042	8.9			
5.00	0.952	1.142	0.368	1.208	0.074	1.026	9.4	9.1	0.015	0.015
10.00	0.934	1.120	0.365	1.232	0.077	1.011	9.8	9.6	0.015	0.015
15.00	0.916	1.099	0.362	1.256	0.080	0.996	10.3	10.1	0.015	0.015
20.00	0.898	1.077	0.360	1.281	0.084	0.981	10.8	10.6	0.015	0.015
25.00	0.880	1.056	0.357	1.307	0.087	0.967	11.4	11.1	0.014	0.014
30.00	0.862	1.034	0.354	1.334	0.091	0.953	12.0	11.7	0.014	0.014
35.00	0.844	1.013	0.351	1.362	0.095	0.939	12.7	12.3	0.014	0.014
40.00	0.827	0.992	0.348	1.391	0.099	0.925	13.4	13.0	0.014	0.014
45.00	0.809	0.971	0.345	1.421	0.103	0.912	14.1	13.7	0.013	0.013
50.00	0.792	0.951	0.341	1.452	0.107	0.900	14.9	14.5	0.013	0.013
55.00	0.775	0.930	0.338	1.484	0.112	0.887	15.8	15.4	0.012	0.012
60.00	0.758	0.910	0.335	1.517	0.117	0.875	16.7	16.3	0.012	0.012
65.00	0.741	0.890	0.332	1.551	0.123	0.864	17.7	17.2	0.011	0.011
70.00	0.725	0.870	0.328	1.587	0.128	0.853	18.8	18.3	0.011	0.011
75.00	0.709	0.850	0.325	1.623	0.134	0.843	19.9	19.4	0.010	0.010
80.00	0.693	0.831	0.321	1.661	0.141	0.833	21.2	20.5	0.010	0.010
85.00	0.677	0.812	0.318	1.699	0.147	0.824	22.5	21.8	0.009	0.009
90.00	0.662	0.794	0.315	1.738	0.154	0.816	23.9	23.2	0.008	0.008
95.00	0.647	0.776	0.311	1.778	0.161	0.818	25.3	24.6	0.008	0.008
100.00	0.632	0.759	0.308	1.818	0.169	0.801	26.9	26.1	0.007	0.007
105.00	0.619	0.742	0.305	1.859	0.176	0.795	28.5	27.7	0.006	0.006
110.67	0.604	0.725	0.301	1.904	0.185	0.789	30.4	29.4	0.006	0.006

De la salida del desarenador D-02 a la salida del desarenador D-01 los datos son:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.69 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 0.60 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.004 \\
 n &= 0.013
 \end{aligned}$$

Los tirantes normal, crítico y pendiente crítica en el canal recolector son:

$$\begin{aligned}
 Y_n &= 0.674 \text{ m} \\
 Y_c &= 0.513 \text{ m} \\
 S_c &= 0.0078
 \end{aligned}$$

En este caso  $Y_c < Y_n$ ,  $Y_n > Y_i$  (0.604 m) y  $S_c > S_0$ , por lo que se identifica un perfil tipo  $M_2$ .

El desarrollo del perfil de la salida del desarenador D-02 a la salida del desarenador D-01 es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf' (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(S <sub>0</sub> -Sf)Δx (m)
0.00	0.604	0.725	0.301	1.904	0.185	0.789	30.4	.	.	.
5.00	0.606	0.363	0.201	1.899	0.184	0.789	51.9	41.1	-0.001	-0.001
10.00	0.618	0.371	0.202	1.860	0.176	0.795	49.3	50.6	-0.001	-0.001
16.00	0.630	0.378	0.203	1.827	0.170	0.800	47.2	48.3	-0.001	-0.001

c) Gasto mínimo

Canal recolector corto

Del Parshall a la salida del desarenador D-02 se tienen los datos:

$$Q = 0.61 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 1.20 \text{ m}$$

$$S_0 = 0.004$$

$$n = 0.013$$

Primero se calculan los tirantes normal, crítico y la pendiente crítica en el canal recolector:

$$Y_n = 0.304 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.297 \text{ m}$$

$$S_c = 0.0043$$

El cálculo del perfil se hace de aguas abajo hacia aguas arriba, tomando como tirante inicial (Y<sub>i</sub>) el tirante de 0.65 m a la entrada del Parshall. Se observa que  $Y_c < Y_n$ ,  $Y_n < Y_i$  y  $S_c > S_0$ , por lo tanto, se presenta un perfil tipo  $M_1$ .

El desarrollo del perfil del Parshall a la salida del desarenador D-02 es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf' (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(S <sub>0</sub> -Sf)Δx (m)
0.00	0.650	0.780	0.312	0.782	0.031	0.681	4.9	.	.	.
5.00	0.631	0.757	0.307	0.806	0.033	0.664	5.3	5.1	0.017	0.017
10.00	0.611	0.733	0.303	0.832	0.035	0.646	5.7	5.5	0.017	0.017
15.00	0.592	0.710	0.298	0.859	0.038	0.629	6.3	6.0	0.017	0.017
20.00	0.573	0.687	0.293	0.888	0.040	0.613	6.8	6.6	0.017	0.017
25.00	0.553	0.664	0.288	0.919	0.043	0.596	7.5	7.2	0.016	0.016

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf' (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(S <sub>0</sub> -Sf)Δx (m)
30.00	0.534	0.641	0.283	0.952	0.048	0.580	8.3	7.9	0.016	0.016
35.00	0.515	0.618	0.277	0.987	0.050	0.565	9.1	8.7	0.016	0.016
40.00	0.496	0.595	0.272	1.025	0.051	0.549	10.1	9.6	0.015	0.015
45.00	0.477	0.572	0.266	1.066	0.058	0.535	11.2	10.7	0.015	0.015
50.00	0.458	0.549	0.260	1.110	0.063	0.521	12.6	11.9	0.014	0.014
55.00	0.439	0.527	0.254	1.158	0.068	0.507	14.1	13.3	0.013	0.013
60.00	0.420	0.504	0.247	1.209	0.075	0.495	15.9	15.0	0.012	0.012
65.00	0.402	0.482	0.241	1.265	0.082	0.483	18.1	17.0	0.012	0.012
68.00	0.391	0.489	0.237	1.301	0.086	0.477	19.5	18.8	0.006	0.006

De la salida del desarenador D-02 a la salida del desarenador D-01, los datos son:

$$Q = 0.305 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$S_0 = 0.004$$

$$n = 0.013$$

Los tirantes normal, crítico y pendiente crítica en el canal recolector son:

$$Y_n = 0.352 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.297 \text{ m}$$

$$S_c = 0.0063$$

En este caso, se presenta un perfil  $M_1$ , pues  $Y_c < Y_n$ ,  $Y_n < Y_i(0.391 \text{ m})$  y  $S_c > S_0$ .

El desarrollo del perfil de la salida del desarenador D-02 a la salida del desarenador D-01 es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf' (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(S <sub>0</sub> -Sf)Δx (m)
0.00	0.391	0.469	0.237	1.301	0.086	0.477	19.5	-	-	-
5.00	0.378	0.227	0.167	1.345	0.092	0.470	33.2	26.3	0.007	0.007
10.00	0.372	0.223	0.166	1.366	0.095	0.467	34.6	33.9	0.003	0.003
15.00	0.366	0.220	0.165	1.389	0.098	0.464	36.1	35.3	0.003	0.003

Canal recolector largo

Del Parshall a la salida del desarenador D-02 se tienen los datos:

$$Q = 0.61 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 1.20 \text{ m}$$

$$S_0 = 0.004$$

$$n = 0.013$$

Los tirantes normal y crítico en el canal recolector son:

$$Y_n = 0.304 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.297 \text{ m}$$

$$S_c = 0.0043$$

Se observa que  $Y_c < Y_n$ ,  $Y_n < Y_i(0.65 \text{ m})$  y  $S_c > S_0$ , por lo que se presenta un perfil tipo  $M_1$ .

El desarrollo del perfil del Parshall a la salida del desarenador D-02 es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>1</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(S <sub>0</sub> -Sf)Δx (m)
0.00	0.850	0.780	0.312	0.782	0.031	0.681	4.9	.	.	.
5.00	0.631	0.757	0.307	0.806	0.033	0.664	5.3	5.1	0.017	0.017
10.00	0.611	0.733	0.303	0.832	0.035	0.646	5.7	5.5	0.017	0.017
15.00	0.592	0.710	0.298	0.859	0.038	0.629	6.3	6.0	0.017	0.017
20.00	0.573	0.687	0.293	0.888	0.040	0.613	6.8	6.6	0.017	0.017
25.00	0.553	0.664	0.288	0.919	0.043	0.596	7.5	7.2	0.016	0.016
30.00	0.534	0.641	0.283	0.952	0.046	0.580	8.3	7.9	0.016	0.016
35.00	0.515	0.618	0.277	0.987	0.050	0.565	9.1	8.7	0.016	0.016
40.00	0.496	0.595	0.272	1.025	0.054	0.549	10.1	9.6	0.015	0.015
45.00	0.477	0.572	0.266	1.066	0.058	0.535	11.2	10.7	0.015	0.015
50.00	0.458	0.549	0.260	1.110	0.063	0.521	12.6	11.9	0.014	0.014
55.00	0.439	0.527	0.254	1.158	0.068	0.507	14.1	13.3	0.013	0.013
60.00	0.420	0.504	0.247	1.209	0.075	0.495	15.9	15.0	0.012	0.012
65.00	0.402	0.482	0.241	1.265	0.082	0.483	18.1	17.0	0.012	0.012
70.00	0.384	0.460	0.234	1.326	0.090	0.473	20.6	19.3	0.010	0.010
75.00	0.366	0.439	0.227	1.391	0.099	0.464	23.6	22.1	0.009	0.009
80.00	0.348	0.418	0.220	1.460	0.109	0.457	27.1	25.3	0.007	0.007
85.00	0.332	0.398	0.214	1.533	0.120	0.451	31.1	29.1	0.006	0.006
90.00	0.317	0.380	0.207	1.606	0.131	0.448	35.5	33.3	0.003	0.003

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>p</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
95.00	0.306	0.367	0.203	1.661	0.141	0.447	3.91	37.3	0.001	0.001
100.00	0.304	0.365	0.202	1.673	0.143	0.446	SE PRESENTA EL TIRANTE NORMAL, EL FLUJO YA ES UNIFORME			
110.67	0.304	0.365	0.202	1.673	0.143	0.446				

De la salida del desarenador D-02 a la salida del desarenador D-01 los datos son:

$$Q = 0.305 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$S_0 = 0.004$$

$$n = 0.013$$

Los tirantes normal y crítico en el canal recolector son:

$$Y_n = 0.352 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.297 \text{ m}$$

$$S_c = 0.0063$$

En este caso, se identifica un perfil tipo  $M_2$ , ya que  $Y_c < Y_n$ ,  $Y_n < Y_i (0.304 \text{ m})$  y  $S_c > S_0$ .

El desarrollo del perfil de la salida del desarenador D-02 a la salida del desarenador D-01 es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>p</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
0.00	0.304	0.365	0.202	1.673	0.143	0.446	40.0	-	-	-
5.00	0.323	0.194	0.156	1.574	0.126	0.449	50.0	45.0	-0.003	-0.003
10.00	0.339	0.203	0.159	1.500	0.115	0.454	44.1	47.0	-0.004	-0.004
16.00	0.345	0.207	0.160	1.473	0.111	0.456	42.0	43.1	-0.002	-0.002

### 3.6 DESCARGA DEL VERTEDOR DEL TANQUE DESARENADOR

Una vez ya analizados los canales recolectores de efluente primario, se procede a revisar que la descarga del vertedor del tanque desarenador sea libre, es decir, que no trabaje ahogado y el funcionamiento del desarenador se vea afectado por tal efecto.

El caso más desfavorable -y a revisar- se presenta cuando ocurre el gasto máximo, pues el tirante a la salida del tanque desarenador derecho D-02 (canal recolector corto) es de 0.73 m, y alcanza una elevación de 105.39 m.s.n.m. (figura 3.11). Además, en la parte exterior del desarenador y bajo el vertedor, existe un canal de sección variable con longitud de 13.53 m, el cual alimenta al canal recolector de efluente primario. Este canal de sección variable tiene una

cota de plantilla de 105.16 m.s.n.m., a su vez la cota de plantilla del canal recolector es 104.66 m.s.n.m., existe una diferencia de 0.50 m que restada al tirante de 0.73 m da como resultado un tirante de 0.23 m a la entrada del canal de sección variable. El remanso que provoca este último tirante es el que se revisa para que no sobrepase el nivel de la cresta vertedora que es 105.89 m.s.n.m..

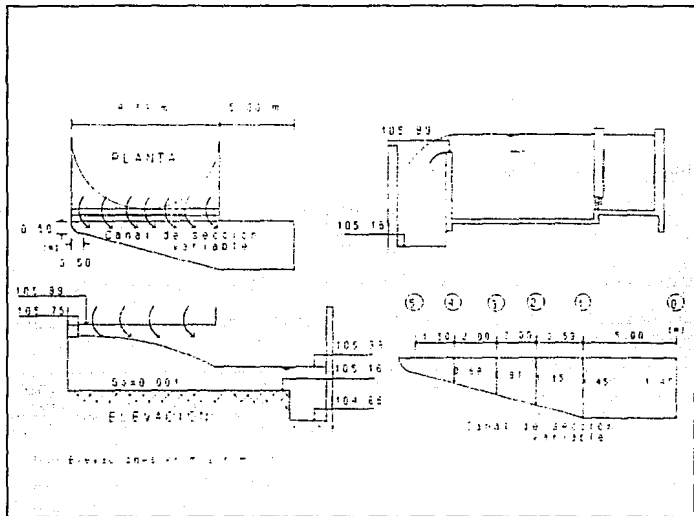


Figura 3.11 Vertedor y canal de salida de sección variable del desarenador.

Para ésta revisión se utilizan las fórmulas siguientes:

$$\Delta Y = \frac{Q_1 (V_1 + V_2)}{g(Q_1 + Q_2)} \left[ (V_2 - V_1) + V_2 \frac{(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] + \frac{(SF_1 + SF_2)}{2} \Delta x \quad \dots (3.41)$$



$$\Delta Y = Y_1 + S_0 \Delta x - Y_2 \quad \dots (3.42)$$

donde:

$\Delta Y$ :	Incremento en el tirante entre las secciones 1 y 2 (m)
$Q_1$ :	Gasto de agua en la sección 1 ( $m^3/s$ )
$Q_2$ :	Gasto de agua en la sección 2 ( $m^3/s$ )
$V_1$ :	Velocidad del agua en la sección 1 ( $m^3/s$ )
$V_2$ :	Velocidad del agua en la sección 2 ( $m^3/s$ )
$Sf_1$ :	Pendiente de fricción en la sección 1 ( $m/m$ )
$Sf_2$ :	Pendiente de fricción en la sección 2 ( $m/m$ )
$\Delta x$ :	Distancia entre las secciones 1 y 2 (m)
$Y_1$ :	Tirante en la sección 1 (m)
$Y_2$ :	Tirante en la sección 2 (m)
$S_0$ :	Pendiente del canal entre las secciones 1 y 2 ( $m/m$ )

Estas son las ecuaciones para flujo espacialmente variado con gasto creciente, ya que para analizar el tirante que se presenta en el canal de sección variable a lo largo de la longitud del vertedor (figura 3.11) se considera que el flujo se comporta de esa manera.

Como se observa en el cuadro 3.2, no se toman en cuenta los últimos 50 centímetros del vertedor, pues se considera despreciable el efecto de la curvatura para el cálculo.

Datos del vertedor y del canal de sección variable:

Longitud de cresta vertedora	:	8.53 m
$Q_{m\acute{a}x}$	:	0.69 $m^3/s$
$S_0$	:	0.001

$$q = Q / b = 0.69 / 8.53 = 0.0809 \text{ m}^3/s/m$$

Se realizan iteraciones con las fórmulas 3.41 y 3.42 hasta llegar al valor del tirante en la siguiente sección. En la cuadro 3.2 se muestran los resultados finales de estos cálculos:

Cuadro 3.2 Cálculo del perfil en flujo espacialmente variado

Sección	Longitud (m)	Distancia (m)	b (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Y (m)	V (m/s)	ΔY fórmula (3.41)	ΔY fórmula (3.42)
0	13.03	-	1.45	0.690	0.230	2.069	-	-
1	8.03	5.00	1.45	0.690	0.230	2.069	0.267	0.267
2	5.50	2.53	1.15	0.485	0.489	0.863	0.040	0.040
3	3.50	2.00	0.91	0.324	0.529	0.672	0.035	0.035
4	1.50	2.00	0.68	0.162	0.564	0.422	0.018	0.018
5	0.00	1.50	0.50	0.040	0.582	0.139	-	-

Con el tirante de la última iteración se calcula la elevación del agua al principio del canal de sección variable y bajo la cresta vertedora:

$$105.16 \text{ m.s.n.m.} + 13.03 \times 0.001 + 0.582 = 105.75 \text{ m.s.n.m.}$$

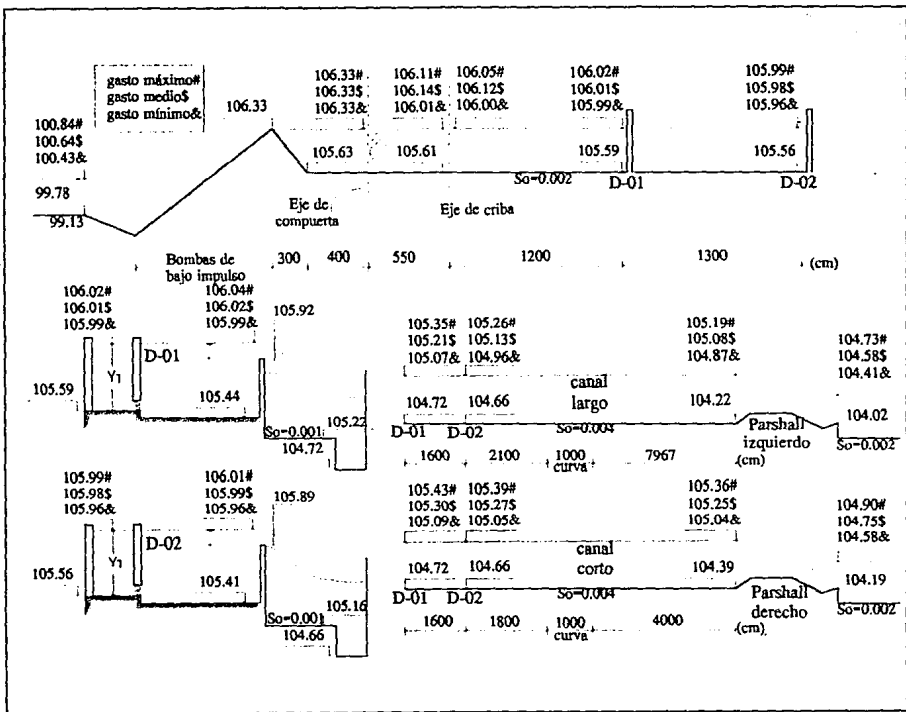
Ahora comparamos la elevación anterior con la elevación del vertedor:

$$105.75 \text{ m.s.n.m.} < 105.89 \text{ m.s.n.m.}$$

llegando a la conclusión que el vertedor no se ahoga y siempre trabajará a descarga libre.

### 3.7 PERFIL HIDRÁULICO

En la figura 3.12 se muestra el perfil hidráulico que desarrolla el agua a lo largo de las dos primeras etapas: pretratamiento y tratamiento primario, en él se puede observar el comportamiento del flujo y los niveles del agua en cada unidad de tratamiento, resultado de los cálculos anteriores.



*Si volviera el amor,  
si tuviera un hermano, un amigo, un sueño en la mano,  
moriría ese dolor, de buscar el calor en el cruel laberinto de  
este vaso de alcohol  
de estas calles sin sol*

*Si tuviera ilusiones,  
si existieran razones, locuras, mentiras, pasiones,  
no habría necesidad de pasarme por horas bebiendo  
contemploras de esta gris soledad,  
de esta efema ansiedad*

*Si pudiera borrarle esos viejos recuerdos, que como viles  
cuervos arrancan ya mis ojos, dejando mis despojos entre  
historias hirientes igual de indiferentes,  
al amor y a las gentes.*

*Si te hubieras quedado,  
si me hubieras pedido que quemara el sonido de ese viejo  
pasado, no estaría aquí metido ahogando mis entrañas  
arañando el olvido,  
bien confuso y perdido*

*Cuando tenga la suerte,  
de encontrarme a la muerte, yo le voy a ofrecer  
todo el tiempo vivido, y este vaso henchido por un distante  
instante, un instante de olvido.*

*Si pudiera borrarle esos viejos recuerdos, que como viles  
cuervos arrancan ya mis ojos, dejando mis despojos entre  
historias hirientes igual de indiferentes,  
al amor y a las gentes.*

*Si volviera el amor,  
si tuviera un hermano, un amigo, un sueño en la mano,  
moriría ese dolor, de buscar el calor en el cruel laberinto de  
este vaso de alcohol,  
de estas calles sin sol*

*-Rodrigo González-*

## TRATAMIENTO SECUNDARIO

En este capítulo se presenta el funcionamiento hidráulico de los dispositivos del sistema que llevan a cabo el tratamiento secundario, esta etapa del tratamiento se realiza por los trenes de aeración-clarificación, los cárcamos de retención y recirculación de lodos, y por los tanques de contacto de cloro y de agua tratada, también se muestra el comportamiento hidráulico de los canales de distribución de efluente primario y de recolección de agua clarificada.

Los cálculos se presentan -por comodidad- en el sentido del escurrimiento, es decir, de aguas arriba hacia aguas abajo, de donde comienza el tratamiento secundario -canales distribuidores de efluente primario- a donde termina el proceso de tratamiento -vertedor de salida del tanque de agua tratada-; pero los mismos se realizan en sentido contrario, de aguas abajo hacia aguas arriba, entonces, el orden con el que se realiza el cálculo es el siguiente: primero se revisa el vertedor de salida del tanque de agua tratada, así como la hidráulica del tanque de contacto de cloro, el cual se comporta como un canal; luego se observa el perfil del agua a lo largo del canal recolector de agua clarificada, examinando que los vertedores de salida de los clarificadores no se ahoguen; posteriormente se revisa que la alimentación a los tanques de aeración se realice sin problemas, así como también que el nivel en dichos tanques sea el adecuado para poder alimentar a los tanques clarificadores, en los cuales se observa que se alimente correctamente al cárcamo de retención y recirculación de lodos, y a su vez éste realice la recirculación hacia el tanque de aeración; finalmente se efectúa el cálculo de la abertura de las compuertas que controlan la alimentación del tanque de aeración y el cálculo de los tirantes normales en los canales distribuidores de efluente primario.

Como se conocen los niveles de desplante de todos los dispositivos de esta etapa (tren de aeración-clarificación, cárcamo de retención y recirculación de lodos, canales distribuidores de efluente primario y recolectores de agua clarificada, tanque de contacto de cloro y de agua tratada y vertedor de salida), se identifican los controles hidráulicos, siendo estos los vertedores de salida de cada tanque, el final del canal recolector de agua clarificada, las compuertas que anteceden a la alimentación de los tanques de aeración y por supuesto el vertedor de salida del tanque de agua tratada.

## 4.1 DISTRIBUCIÓN A TANQUES DE AERACIÓN

Una vez que recibió el tratamiento primario y fue aforado, el flujo de agua pasa al tratamiento secundario por medio de un par de canales distribuidores de efluente primario (corto y largo), de sección rectangular que nacen en los medidores Parshall y terminan, después de bifurcarse, en las entradas de los tanques de aeración, donde existe una compuerta que controla el funcionamiento del sifón invertido con el cual se alimenta a los tanques de aeración (figura 4.1).

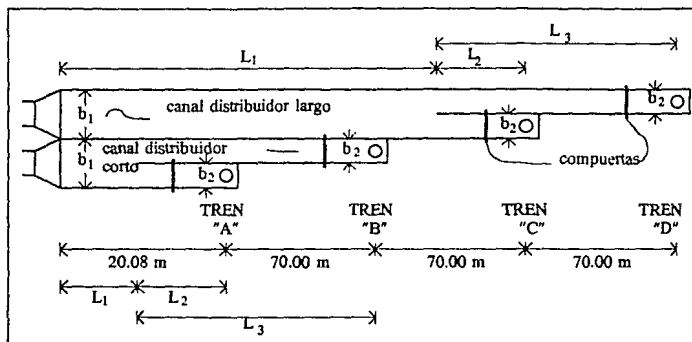


Figura 4.1 Canales distribuidores a tanques aeradores.

### 4.1.1 Pérdida de carga en la bifurcación de los canales distribuidores

Como se observa en la figura 4.1 el gasto en los canales distribuidores principales (corto y largo) se distribuye -por medio de una bifurcación- hacia los secundarios que alimentan a cada tren de aeración-clarificación, por lo que se considera que:

- La separación a régimen subcrítico ocurre sin cambio de régimen.
- El tipo de la bifurcación garantiza que no exista ángulo entre los canales secundarios, es decir, permanecen paralelos minimizando las pérdidas de energía por fricción.
- Existe la condición de igual altura de la línea de energía para ambos canales secundarios en el sitio de la separación

Por lo tanto se desprecian las pérdidas que pudiera provocar la bifurcación, tomándose como nivel inicial en las separaciones el nivel con el que llega el flujo de agua inmediatamente antes de la bifurcación. Por las características de los canales distribuidores, el tirante que se presenta hasta la separación es el tirante normal.

Sabemos que en un canal rectangular:

$$\text{donde:} \quad A = b y \quad \dots (4.1)$$

- A: Área hidráulica del canal ( $m^2$ )  
 b: Ancho del canal (m)  
 y: Tirante en el canal (m)

por lo que, el tirante normal que se presenta en cada uno de los canales distribuidores de efluente primario se calcula al despejar el tirante "y" de la fórmula de Manning (3.13), es decir:

Gasto medio

De la salida de los aforadores Parshall a la bifurcación se tienen los datos:

$$\begin{aligned} Q &= 1.00 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.20 \text{ m} \\ S_0 &= 0.002 \\ n &= 0.013 \end{aligned}$$

Los tirantes normal y crítico en el tramo son:

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.56 \text{ m} \\ Y_c &= 0.41 \text{ m} \\ S_c &= 0.0045 \end{aligned}$$

Gasto máximo

De la salida de los aforadores Parshall a la bifurcación se tienen los datos:

$$\begin{aligned} Q &= 1.38 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.20 \text{ m} \\ S_0 &= 0.002 \\ n &= 0.013 \end{aligned}$$

Los tirantes normal y crítico en el tramo son:

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.71 \text{ m} \\ Y_c &= 0.51 \text{ m} \\ S_c &= 0.0047 \end{aligned}$$

Gasto mínimo

De la salida de los aforadores Parshall a la bifurcación se tienen los datos:

$$\begin{aligned} Q &= 0.61 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.20 \text{ m} \\ S_0 &= 0.002 \end{aligned}$$

$$n = 0.013$$

Los tirantes normal y crítico en el tramo son:

$$Y_n = 0.39 \text{ m}$$

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

$$S_c = 0.0042$$

#### 4.1.2 Tirante aguas arriba de la compuerta

Los tirantes inmediatamente aguas arriba de las compuertas en los trenes de aeración "A" y "C" son iguales, ya que ambos se presentan a cinco metros de la bifurcación del canal distribuidor. Lo mismo ocurre con los tirantes anteriores a las compuertas de los trenes de aeración "B" y "D", que están colocados a setenta y cinco metros de la misma bifurcación, sólo que aquí tiene que calcularse el perfil del agua de la bifurcación a la compuerta; en el caso de los trenes "A" y "C", debido a la pendiente y la distancia, el tirante es el mismo que antes de la bifurcación, el tirante normal. El desarrollo de los perfiles hidráulicos se calcula con la fórmula (3.40), respetándose las mismas consideraciones que en los cálculos anteriores.

a) Perfil del agua de la bifurcación a la compuerta, trenes de aeración "B" y "D"

##### Gasto medio

De la bifurcación a la compuerta, se tienen los datos:

$$Q = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$S_0 = 0.002$$

$$n = 0.013$$

Los tirantes normal y crítico en el tramo son:

$$Y_n = 0.688 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.414 \text{ m}$$

$$S_c = 0.00705$$

El cálculo del perfil se hace de aguas arriba hacia aguas abajo, tomando como tirante inicial ( $Y_i$ ) el tirante de 0.56 m, que es el tirante normal en el canal distribuidor principal. Observamos que  $Y_c < Y_n$ ,  $S_0 < S_c$ , y  $Y_n > Y_i$ , por lo tanto, el perfil que se presenta es un perfil tipo  $M_2$ .

El desarrollo del perfil de la bifurcación a la compuerta es el siguiente:



x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
00.00	0.560	0.336	0.195	1.488	0.113	0.673	33.0	.	.	.
10.00	0.579	0.347	0.198	1.440	0.106	0.684	30.4	31.7	-0.012	-0.012
20.00	0.594	0.356	0.199	1.404	0.100	0.694	28.6	29.5	-0.010	-0.010
30.00	0.605	0.363	0.201	1.377	0.097	0.702	27.3	28.0	-0.006	-0.006
40.00	0.615	0.369	0.202	1.355	0.094	0.709	26.2	26.8	-0.007	-0.007
50.00	0.623	0.374	0.203	1.337	0.091	0.714	25.4	25.8	-0.006	-0.006
60.00	0.631	0.378	0.203	1.322	0.089	0.720	24.7	25.0	-0.005	-0.005
70.00	0.637	0.382	0.204	1.309	0.087	0.724	24.1	24.4	-0.004	-0.004
75.00	0.639	0.384	0.204	1.304	0.087	0.725	23.9	24.0	-0.002	-0.002

Por lo tanto, el tirante aguas arriba de la compuerta es  $Y_1 = 0.639$  m.

#### Gasto máximo

De la bifurcación a la compuerta, se tienen los datos:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.69 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 0.60 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.002 \\
 n &= 0.013
 \end{aligned}$$

Los tirantes normal y crítico en el tramo son:

$$\begin{aligned}
 Y_n &= 0.903 \text{ m} \\
 Y_c &= 0.513 \text{ m} \\
 S_c &= 0.00781
 \end{aligned}$$

El cálculo del perfil se hace de aguas arriba hacia aguas abajo, tomando como tirante inicial ( $Y_i$ ) el tirante de 0.71 m, que es el tirante normal en el canal distribuidor principal. Observamos que  $Y_c < Y_n$ ,  $S_0 < S_c$ , y  $Y_n > Y_i$ , por lo tanto, el perfil que se presenta es un perfil tipo  $M_2$ .

El desarrollo del perfil de la bifurcación a la compuerta es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
00.00	0.710	0.426	0.211	1.620	0.134	0.844	35.3	.	.	.
10.00	0.732	0.439	0.213	1.571	0.126	0.858	32.8	34.1	-0.014	-0.014
20.00	0.750	0.450	0.214	1.534	0.120	0.870	31.0	31.9	-0.012	-0.012
30.00	0.765	0.459	0.215	1.504	0.115	0.880	29.6	30.3	-0.010	-0.010

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
40.00	0.777	0.466	0.216	1.479	0.112	0.889	28.5	29.0	-0.009	-0.009
50.00	0.789	0.473	0.217	1.458	0.108	0.897	27.5	28.0	-0.008	-0.008
60.00	0.798	0.479	0.218	1.441	0.106	0.904	26.7	27.1	-0.007	-0.007
70.00	0.807	0.484	0.219	1.425	0.104	0.910	26.1	26.4	-0.006	-0.006
75.00	0.811	0.486	0.219	1.418	0.103	0.913	25.8	25.9	-0.003	-0.003

Por lo tanto, el tirante aguas arriba de la compuerta es  $Y_1 = 0.811$  m.

### Gasto mínimo

De la bifurcación a la compuerta, se tienen los datos:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.305 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 0.60 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.002 \\
 n &= 0.013
 \end{aligned}$$

Los tirantes normal y crítico en el tramo son:

$$\begin{aligned}
 Y_n &= 0.460 \text{ m} \\
 Y_c &= 0.300 \text{ m} \\
 S_c &= 0.00609
 \end{aligned}$$

El cálculo del perfil se hace de aguas arriba hacia aguas abajo, tomando como tirante inicial (Y<sub>i</sub>) el tirante de 0.39 m, que es el tirante normal en el canal distribuidor. Observamos que  $Y_c < Y_n$ ,  $S_0 < S_c$ , y  $Y_n > Y_i$ , por lo tanto, el perfil que se presenta es un perfil tipo M<sub>2</sub>.

El desarrollo del perfil de la bifurcación a la compuerta es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
00.00	0.390	0.234	0.170	1.303	0.087	0.477	30.6	-	-	-
10.00	0.406	0.243	0.172	1.254	0.080	0.486	27.7	29.1	-0.009	-0.009
20.00	0.416	0.250	0.174	1.221	0.076	0.492	25.9	26.8	-0.007	-0.007
30.00	0.424	0.255	0.176	1.198	0.073	0.498	24.6	25.2	-0.005	-0.005
40.00	0.431	0.258	0.177	1.180	0.071	0.502	23.7	24.2	-0.004	-0.004
50.00	0.435	0.261	0.177	1.170	0.070	0.504	23.2	23.5	-0.003	-0.003
60.00	0.440	0.264	0.178	1.156	0.068	0.508	22.5	22.9	-0.003	-0.003
70.00	0.443	0.266	0.179	1.147	0.067	0.510	22.1	22.3	-0.002	-0.002
75.00	0.444	0.267	0.179	1.144	0.067	0.511	21.9	22.0	-0.001	-0.001

Por lo tanto, el tirante aguas arriba de la compuerta es  $Y_1 = 0.444$  m.

### b) Abertura de compuertas

Los tirantes a la entrada de los sifones invertidos -en la alimentación a los tanques de aeración-, según los niveles calculados en el punto 4.2.1.b, son:

Para	Tirante en A y C (m)	Tirante en B y D (m)
Q máximo	0.49	0.63
Q medio	0.34	0.48
Q mínimo	0.23	0.37

Se procede a calcular la abertura de las compuertas que proporcionen el tirante correspondiente, se analizan dos casos diferentes para cada condición del gasto (uno para los trenes "A" y "C", y otro para los trenes "B" y "D"), el procedimiento del cálculo es el mismo que se utilizó en el capítulo 3 (punto 3.3).

#### Gasto medio

##### a) Trenes "A" y "C"

con la relación 3.12 y los datos:

$$Q = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$Y_1 = 0.56 \text{ m}$$

$$Y_3 = 0.34 \text{ m}$$

obtenemos:

No. de Iteración	Se toma Cd	a (m)	$y_1/a$	Se Obtiene Cd
1ª	0.49	0.51	1.09	0.49
2ª	0.49	0.51	1.09	0.49

Por lo tanto, la abertura de la compuerta es:

$$a = 0.51 \text{ m}$$

Se calcula el tirante  $Y_2$  y su conjugado mayor (figura 3.7) para verificar la sumergencia del salto hidráulico. Aplicando las fórmulas 3.20, 3.19 y 3.18:

$$C_v = 1.050$$

$$C_c = 0.577$$

$$Y_2 = Y_{runmen} = 0.30 \text{ m}$$

Ahora con las expresiones 3.22 y 3.21 se calcula el tirante conjugado mayor:

$$Fr_2 = 1.619$$

$$Fr_2^2 = 2.62$$

$$Y_{conMay} = 0.56 \text{ m}$$

Comparando el valor del tirante conjugado mayor con el tirante  $Y_3$  (figura 3.7) para determinar la sumergencia del salto hidráulico:

$$Y_{conMay} = 0.56 \text{ m} > Y_3 = 0.34 \text{ m}$$

∴ El salto hidráulico es barrido.

La longitud del salto se calcula con la relación 3.23:

$$L = 2.17 \text{ m.}$$

b) Trenes "B" y "D"

De la misma forma, con los datos:

$$Q = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$Y_1 = 0.64 \text{ m}$$

$$Y_3 = 0.48 \text{ m}$$

obtenemos:

No. de Iteración	Se toma Cd	a (m)	$y_1/a$	Se Obtiene Cd
1ª	0.515	0.46	1.40	0.52
2ª	0.52	0.45	1.42	0.52

Por lo tanto, la abertura de la compuerta es:

$$a = 0.45 \text{ m}$$

Calculando el tirante  $Y_2$  y su conjugado mayor (figura 3.7) se tiene:

$$C_v = 1.029$$

$$C_c = 0.603$$

$$Y_2 = Y_{conjugado} = 0.27 \text{ m}$$

$$Fr_2 = 1.894$$

$$Fr_2^2 = 3.596$$

$$Y_{conMax} = 0.60 \text{ m}$$

Comparando el valor del tirante conjugado mayor con el tirante  $Y_3$  (figura 3.7) para determinar la sumergencia del salto hidráulico:

$$Y_{conMax} = 0.60 \text{ m} > Y_3 = 0.48 \text{ m}$$

∴ El salto hidráulico es barrido, y la longitud del salto es:

$$L = 2.44 \text{ m.}$$

### Gasto máximo

a) Trenes "A" y "C"

datos:

$$Q = 0.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$Y_1 = 0.71 \text{ m}$$

$$Y_3 = 0.49 \text{ m}$$

obtenemos:

No. de Iteracion	Se toma Cd	a (m)	$y_1/a$	Se Obtiene Cd
1ª	0.50	0.62	1.15	0.50
2ª	0.50	0.62	1.15	0.50

Por lo tanto, la abertura de la compuerta es:

$$a = 0.62 \text{ m}$$

Calculando  $Y_2$  y su conjugado mayor (figura 3.7):

$$C_v = 1.045$$

$$C_c = 0.588$$

$$Y_2 = Y_{conjugado} = 0.36 \text{ m}$$

$$Fr_2 = 1.70$$

$$Fr_2^2 = 2.89$$

$$Y_{conMax} = 0.70 \text{ m}$$

Comparando el valor del tirante conjugado mayor con el tirante  $Y_3$  (figura 3.7) para determinar la sumergencia del salto hidráulico:

$$Y_{conMax} = 0.70 \text{ m} > Y_3 = 0.49 \text{ m}$$

∴ El salto hidráulico es barrido, y la longitud del salto es:

$$L = 2.74 \text{ m.}$$

b) Trenes "B" y "D"

De la misma forma, con los datos:

$$Q = 0.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$Y_1 = 0.81 \text{ m}$$

$$Y_3 = 0.63 \text{ m}$$

obtenemos:

No. de Iteracion	Se toma Cd	a (m)	$y_1/a$	Se Obtiene Cd
1ª	0.525	0.55	1.47	0.53
2ª	0.53	0.54	1.49	0.53

Por lo tanto, la abertura de la compuerta es:

$$a = 0.54 \text{ m}$$

Calculando el tirante  $Y_2$  y su conjugado mayor (figura 3.7) se tiene:

$$Cv = 1.026$$

$$Cc = 0.614$$

$$Y_2 = Y_{conmen} = 0.33 \text{ m}$$

$$Fr_2 = 1.937$$

$$Fr_2^2 = 3.75$$

$$Y_{\text{conMay}} = 0.75 \text{ m}$$

Comparando el valor del tirante conjugado mayor con el tirante  $Y_3$  (figura 3.7) para determinar la sumergencia del salto hidráulico:

$$Y_{\text{conMay}} = 0.75 \text{ m} > Y_3 = 0.63 \text{ m}$$

∴ El salto hidráulico es barrido, y la longitud del salto es:

$$L = 3.06 \text{ m.}$$

### Gasto mínimo

a) Trenes "A" y "C"

datos:

$$Q = 0.305 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$Y_1 = 0.39 \text{ m}$$

$$Y_3 = 0.23 \text{ m}$$

obtenemos:

No. de iteración	Se toma Cd	a (m)	$y_1/a$	Se Obtiene Cd
1°	0.50	0.37	1.06	0.49
2°	0.49	0.38	1.04	0.49

Por lo tanto, la abertura de la compuerta es:

$$a = 0.38 \text{ m}$$

Calculando  $Y_2$  y su conjugado mayor (figura 3.7):

$$C_v = 1.054$$

$$C_c = 0.580$$

$$Y_2 = Y_{\text{conmen}} = 0.22 \text{ m}$$

$$Fr_2 = 1.573$$

$$Fr_2^2 = 2.47$$

$$Y_{\text{conMay}} = 0.40 \text{ m}$$

Comparando el valor del tirante conjugado mayor con el tirante  $Y_3$  (figura 3.7) para determinar

la sumergencia del salto hidráulico:

$$Y_{conMay} = 0.40 \text{ m} > Y_3 = 0.23 \text{ m}$$

∴ El salto hidráulico es barrido, y la longitud del salto es:

$$L = 1.50 \text{ m.}$$

b) Trenes "B" y "D"

De la misma forma, con los datos:

$$Q = 0.305 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$Y_1 = 0.44 \text{ m}$$

$$Y_3 = 0.37 \text{ m}$$

obtenemos:

No. de Iteración	Se toma Cd	a (m)	$y_1/a$	Se Obtiene Cd
1ª	0.50	0.35	1.27	0.50
2ª	0.50	0.35	1.27	0.50

Por lo tanto, la abertura de la compuerta es:

$$a = 0.35 \text{ m}$$

Calculando el tirante  $Y_2$  y su conjugado mayor (figura 3.7):

$$C_v = 1.037$$

$$C_c = 0.582$$

$$Y_2 = Y_{conmen} = 0.20 \text{ m}$$

$$Fr_2 = 1.815$$

$$Fr_2^2 = 3.293$$

$$Y_{conMay} = 0.42 \text{ m}$$

determinando la sumergencia del salto hidráulico:

$$Y_{conMay} = 0.42 \text{ m} > Y_3 = 0.37 \text{ m}$$

∴ El salto hidráulico es barrido, y la longitud del salto es:

$$L = 1.69 \text{ m.}$$



## 4.2 TREN DE AERACIÓN-CLARIFICACIÓN

### 4.2.1 Tanque de aeración

#### a) Vertedor de efluente en tanque de aeración

Los trenes de aeración-clarificación "A" y "B" se desplantan al mismo nivel, siendo el nivel del fondo del tanque de aeración 99.59 m.s.n.m., y su nivel de cresta vertedora 104.25 m.s.n.m.. A su vez, el nivel de fondo de los tanques de aeración de los trenes "C" y "D" es 99.14 m.s.n.m., y el nivel del vertedor es 103.80 m.s.n.m..

Ahora revisando la carga que debe tener el vertedor de salida del tanque de aeración tenemos que realizar las siguientes consideraciones:

- El vertedor de salida se analiza como vertedor recto de pared delgada (fórmula de Francis), despreciando el efecto de la curvatura del tanque.
- Se consideran los casos de gasto mínimo, medio y máximo, aunque los límites de variación en la operación serán más estrechos, debido a la regulación del gasto que ocurre en los tanques.

Cada tanque de aeración opera con los siguientes rangos de gastos:

$$Q_{\text{med}} = 0.500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{máx}} = 0.690 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{mín}} = 0.305 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con la fórmula de Francis (3.37) se calculan las cargas para los tres casos de gastos, tomando en cuenta que en el tanque de aeración la longitud de la cresta vertedora es de 12.50 m.

Los niveles en la superficie de los tanques de aeración son:

	$Q^*$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	H (m)	Trenes A y B (m.s.n.m.)	Trenes C y D (m.s.n.m.)
Q máximo	1.180	0.14	104.39	103.94
Q medio	0.855	0.11	104.36	103.91
Q mínimo	0.521	0.08	104.33	103.88
$Q^* = Q + \text{recirculación (71\%)}$				

#### b) Alimentación de los tanques de aeración

Ahora, conociendo los niveles de los tanques de aeración, el diámetro (36") y longitud (43 m) de la tubería que alimenta a cada tanque, así como las piezas especiales y los cambios de dirección de la misma, procedemos a revisar que el tirante en los canales distribuidores

proporcione la carga suficiente para alimentar a dichos tanques.

Para conocer la carga hidráulica, se utiliza la fórmula de Hazen-Williams para tuberías a presión:

$$V = 0.355 C D^{0.63} S_f^{0.54} \quad \dots (4.2)$$

donde:

- V: Velocidad (m/s)
- C: Coeficiente que depende del material de la tubería (110)
- D: Diámetro de la tubería (m)
- S<sub>f</sub>: Pendiente de fricción (m/m)

Sustituyendo la fórmula anterior en la ecuación de continuidad (3.3) resulta:

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} S_f^{0.54} \quad \dots (4.3)$$

de donde obtenemos:

$$S_f = \frac{Q^{1.85}}{(0.2785 C)^{1.85} D^{4.87}} \quad \dots (4.4)$$

Con la cual se calculan, multiplicando por la longitud total de la tubería (43 m), las pérdidas por fricción h<sub>f</sub>:

$$h_f = S_f L \quad \dots (4.5)$$

Las pérdidas locales se calculan con la siguiente expresión:

$$h_L = \sum k_i \frac{V^2}{2g} \quad \dots (4.6)$$

donde:

- h<sub>L</sub>: Pérdidas locales (m)
- k<sub>i</sub>: Coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida de que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo.
- V<sup>2</sup>/2g: Carga de velocidad aguas abajo de la zona de alteración del flujo (m).

En este caso se tienen 4 piezas especiales: 1 entrada, 1 salida y 2 codos de 90°, según las características de la tubería, de tablas se obtienen los siguientes valores para k<sub>i</sub>:

Pieza especial	Valor de $k_i$
entrada	0.5
salida	1.0
codo 90°	0.90

Por lo tanto:

$$\Sigma k_i = 0.5 + 1.0 + 2 \times 0.90 = 3.3$$

Se sabe que las pérdidas totales  $h_T$  son:

$$h_T = h_f + h_L \quad \dots (4.7)$$

Finalmente se calculan las pérdidas totales y los niveles mínimos que deben presentarse sobre el sifón invertido:

Gasto	Velocidad (m/s)	$h_f$ (m)	$h_L$ (m)	$h_T$ (m)	Elevación del tirante para trenes A y B (m.s.n.m.)	Elevación del tirante para trenes C y D (m.s.n.m.)
Q máximo	1.05	0.06	0.19	0.25	104.64	104.19
Q medio	0.76	0.03	0.10	0.13	104.49	104.04
Q mínimo	0.46	0.01	0.04	0.05	104.38	103.93

#### 4.2.2 Tanque de clarificación

##### a) Funcionamiento del vertedor de salida

Los tanques clarificadores de los trenes "A" y "B" se desplantan al nivel 97.48 m.s.n.m., y el nivel de su cresta vertedora es 103.67 m.s.n.m.. El nivel de fondo de los tanques de clarificación de los trenes "C" y "D" es 97.03 m.s.n.m., y el nivel del vertedor es 103.22.

El vertedor de salida del tanque clarificador está compuesto por 5 vertedores triangulares por metro (figura 4.2), además sabemos que para el diseño se consideró al perímetro del clarificador (158 m) como dos vertedores con longitud de 79 m, por lo que el gasto unitario ( $q=Q/b$ ) para cada caso se muestra en el cuadro 4.1, así como también el gasto por vertedor ( $q_v$ ):

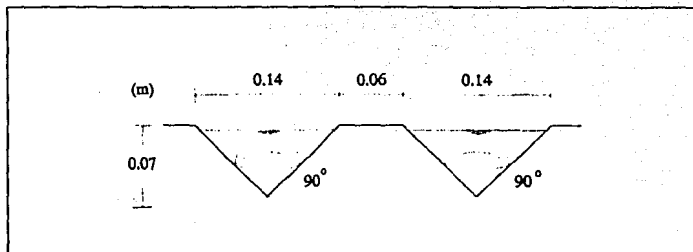


Figura 4.2 Vertedor de salida del clarificador.

**Cuadro 4.1**  
 Gasto unitario y por vertedor

	$q$ (Vs/m)	$q_u$ (Vs)
máximo	4.367	0.8734
medio	3.165	0.6330
mínimo	1.930	0.3860

Ahora, para calcular la carga hidráulica que se necesita sobre el vertedor triangular (figura 4.2), se utiliza la fórmula para vertedores trapeziales de la Universidad Católica de Chile, la cual para un ángulo de 90 grados y  $\mu=0.6$  queda de la forma:

$$Q_u = 1.4172 H^{5/2} \quad \dots (4.8)$$

De la misma fórmula se despeja la carga  $H$  y se obtienen los niveles en la superficie del tanque de clarificación:

Para	$H$ (m)	Trenes A y B (m.s.n.m.)	Trenes C y D (m.s.n.m.)
$q_u$ máximo	0.052	103.72	103.27
$q_u$ medio	0.046	103.72	103.27
$q_u$ mínimo	0.038	103.71	103.26

## b) Conducción del tanque de aeración al clarificador

Conocidos los niveles de la superficie del agua en los tanques de clarificación, el diámetro (42") y longitud (40 m) de la tubería que alimenta a cada tanque, así como las piezas especiales y los cambios de dirección de la misma, se revisa que estos niveles más las pérdidas que se presentan en la conducción sean menores que el nivel en la cresta vertedora del tanque de aeración para asegurar la alimentación a los clarificadores. Como en el caso anterior, se utiliza la fórmula de Hazen-Williams (4.5) para tuberías a presión.

En este tramo de tubería, hay 5 piezas especiales que se tienen que tomar en cuenta para calcular las pérdidas locales: 1 entrada, 1 salida y 3 codos de 90°. Al igual que en los tanques aeradores, se obtienen los mismos valores para  $k$ .

Por lo tanto:

$$\Sigma k_i = 0.5 + 1.0 + 3 \times 0.90 = 4.2$$

Finalmente se calculan las pérdidas por fricción, las locales y las totales, así como los niveles mínimos que deben presentarse sobre el sifón invertido, después del vertedor del tanque aerador:

Gasto	Velocidad (m/s)	$h_f$ (m)	$h_L$ (m)	$h_T$ (m)	Elevación en tramos A y B (m.s.n.m.)	Elevación en tramos C y D (m.s.n.m.)
Q máximo	1.32	0.07	0.37	0.44	104.16	103.71
Q medio	0.96	0.04	0.19	0.23	103.95	103.50
Q mínimo	0.58	0.02	0.07	0.09	103.61	103.36

## c) Revisión del canal perimetral del tanque clarificador

Se considera que el flujo que corre a través del canal perimetral del tanque clarificador es espacialmente variado, ya que en la parte más alejada al canal recolector de agua clarificada el gasto es casi nulo, y es hasta llegar al punto de descarga donde el gasto alcanza su valor total (se considera que el agua escurre igual por ambos lados del canal perimetral figura 4.3).

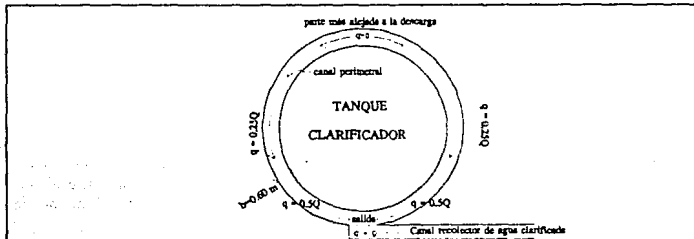


Figura 4.3 Canal perimetral del tanque clarificador.

Las elevaciones de estos canales perimetrales son, para los trenes "A" y "B" 103.00 m.s.n.m., y para los trenes "C" y "D" 102.55 m.s.n.m..

La velocidad en el canal perimetral es de 1.5 m/s, además como se observa en la figura 4.3 el ancho es de 0.60 m, entonces despejando el tirante de la fórmula de continuidad (3.3), tenemos las cargas a la salida del canal:

$$\begin{aligned} \text{Gasto máximo: } Y &= 0.345 + (0.60 \times 1.5) = 0.383 \text{ m} \\ \text{Gasto medio: } Y &= 0.250 + (0.60 \times 1.5) = 0.278 \text{ m} \\ \text{Gasto mínimo: } Y &= 0.1525 + (0.60 \times 1.5) = 0.169 \text{ m} \end{aligned}$$

La carga inicial se calcula con la siguiente fórmula para flujo espacialmente variado con gasto creciente:

$$Y_0 = \left[ Y_L^2 + \frac{2Q^2}{gb^2 Y_L} \right]^{1/2} \quad \dots (4.9)$$

donde:

- $Y_0$ : Tirante en la parte más lejana a la descarga del canal (m)
- $Y_L$ : Tirante en la salida del canal (m)
- $Q$ : Gasto total final (m<sup>3</sup>/s)
- $g$ : Aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)
- $b$ : Ancho del canal perimetral (m)

Los tirantes y niveles en la sección de salida del canal perimetral son:

Para	$Y_L$ (m)	$Y_0$ (m)	Trenes A y B (m.s.n.m.)	Trenes C y D (m.s.n.m.)
Q máximo	0.383	0.568	103.38	102.93
Q medio	0.278	0.452	103.27	102.82
Q mínimo	0.169	0.326	103.17	102.72

### 4.3 CÁRCAMO DE RETENCIÓN Y RECIRCULACIÓN DE LODOS

#### 4.3.1 Línea de retorno de lodos a cárcamo de retención

El cárcamo de retención y recirculación de lodos que opera junto con los trenes "A" y "B" (cárcamo "A") se desplanta al nivel 100.83 m.s.n.m., mientras que el que opera con los trenes "C" y "D" (cárcamo "B") está desplantado al nivel 100.38 m.s.n.m..

Conocidos los niveles de la superficie del agua en los tanques clarificadores, el diámetro (30") y longitud (110 m) de la tubería que regresa los lodos al cárcamo de retención, así como las piezas especiales y los cambios de dirección en la misma, se determina el nivel mínimo de

sumergencia para las bombas de tornillo que se encuentran alojadas en dicho cárcamo; esto se realiza restando al nivel del agua del tanque clarificador, las pérdidas que resultan en la conducción. Como en los casos anteriores, se utiliza la fórmula de Hazen-Williams (4.5) para tuberías a presión, sólo que como se están manejando lodos el coeficiente cambia a  $C=90$ .

El gasto corresponde a la recirculación (71%) más el exceso de lodos (16 l/s):

Para	$Q^*$ (m <sup>3</sup> /s)
Q máximo	0.506
Q medio	0.371
Q mínimo	0.233
$Q^* = Q \times \text{recirculación (71\%)} + 0.16$	

En esta conducción, hay que tomar en cuenta 4 piezas especiales para calcular las pérdidas locales: 1 entrada, 1 salida, y dos codos, uno de 90° y otro de 45°, obteniéndose los siguientes valores para  $k$ ,

Pieza especial	Valor de $k$
entrada	0.5
salida	1.0
codo 90°	0.90
codo 45°	0.40

Por lo tanto:

$$\Sigma k_i = 0.5 + 1.0 + 0.90 + 0.40 = 2.8$$

Finalmente se calculan las pérdidas por fricción, las locales y las totales, así como los niveles mínimos de sumergencia para las bombas de tornillo encamisadas:

Gasto	Velocidad (m/s)	$h_f$ (m)	$h_l$ (m)	$h_T$ (m)	Cárcamo "A" (m.s.n.m.)	Cárcamo "B" (m.s.n.m.)
Q máximo	1.11	0.30	0.17	0.47	103.25	102.80
Q medio	0.61	0.17	0.09	0.26	103.46	103.01
Q mínimo	0.51	0.07	0.04	0.11	103.61	103.16

### 4.3.2 Línea de retorno de lodos a tanque de aeración

Ahora se determinan los niveles mínimos necesarios del agua en el cárcamo de recirculación después del bombeo con tornillo. Se conocen los niveles de la superficie del agua en los tanques aeradores, el diámetro (30") y longitud (39 m) de la tubería que retorna los lodos del cárcamo de retención y recirculación a los tanques de aeración, también que piezas especiales y que cambios de dirección hay en la misma, por lo que se calculan las pérdidas en la conducción. Utilizamos de nuevo la fórmula de Hazen-Williams para tuberías a presión (4.5). El gasto corresponde a la recirculación de lodos (71%), por lo que el coeficiente sigue siendo  $C=90$ :

Para	$Q^*$ (m <sup>3</sup> /s)
Q máximo	0.490
Q medio	0.355
Q mínimo	0.217
$Q^* = Q \times \text{recirculación (71\%)}$	

En esta tubería existen 4 piezas especiales con las que se calculan las pérdidas locales: 1 entrada, 1 salida, y dos codos de 90°. Los valores para  $k_i$  son:

Pieza especial	Valor de $k_i$
entrada	0.5
salida	1.0
codo 90°	0.90

Por lo tanto:

$$\Sigma k_i = 0.5 + 1.0 + 2 \times 0.90 = 3.3$$

Al calcular las pérdidas por fricción, las locales y las totales, se tiene el nivel mínimo necesario del agua en el cárcamo de recirculación, después del bombeo con los tornillos encamisados:

Gasto	Velocidad (m/s)	$h_f$ (m)	$h_L$ (m)	$h_T$ (m)	Cárcamo "A" (m.s.n.m.)	Cárcamo "B" (m.s.n.m.)
Q máximo	1.07	0.10	0.19	0.29	104.68	104.23
Q medio	0.78	0.06	0.10	0.16	104.52	104.07
Q mínimo	0.47	0.02	0.04	0.06	104.39	103.94



### 4.3.3 Bomba de tornillo para retorno de lodos

Como se mencionó anteriormente, en cada cárcamo de recirculación de lodos se cuenta con 3 bombas de tornillo encamisadas, con mecanismo de elevación sujeto a la chumacera inferior, de las cuales operan dos y una está de reserva. Estas bombas realizan el bombeo de los lodos que llegan del clarificador hacia el cárcamo de recirculación, de donde por gravedad llegan al tanque de aeración.

Datos de diseño:

Q <sub>med</sub> por tren:	0.50 m <sup>3</sup> /s
Q <sub>máx</sub> por tren:	0.69 m <sup>3</sup> /s

Datos de operación:

Para	Q* (m <sup>3</sup> /s)
Q máximo	0.506
Q medio	0.371
Q mínimo	0.233

$Q^* = Q \times \text{recirculación (71\%)} + 0.16$

Los datos más importantes de las bombas son:

Diámetro de cada unidad:	1.20 m
Capacidad unitaria:	420 l/s = 6658 GPM
Desnivel máximo entre espejos:	1.50 m (4.9 ft)
Ángulo de inclinación (máximo):	30°

Entonces, nos damos cuenta que la bomba de tornillo proporciona la carga necesaria para cubrir la diferencia de niveles en el cárcamo de retención y recirculación de lodos, pues el desnivel máximo entre espejos de agua que cubre la bomba es 1.50 m y el desnivel más desfavorable es el que ocurre cuando se presenta el gasto máximo, que es de 1.43 m (diferencia entre los niveles 104.68 m.s.n.m y 103.25 m.s.n.m., ver puntos 4.3.1 y 4.3.2).

## 4.4 RECOLECCIÓN DE EFLUENTE CLARIFICADO

### 4.4.1 Canal recolector de agua clarificada

En el capítulo 2 (punto 2.3.7 y figura 2.4), se observan las características del canal que realiza la recolección del agua clarificada. El desarrollo de los perfiles hidráulicos que se presenta en éste se calcula con la fórmula (3.40), respetándose las mismas consideraciones que en los cálculos anteriores.

*Gasto medio*

i) Sección de salida del canal recolector de agua clarificada a salida del clarificador "D".

En este tramo se tienen los datos:

$$\begin{aligned} Q &= 2.00 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.25 \text{ m} \\ S_0 &= 0.007 \\ n &= 0.013 \\ L &= 45.00 \text{ m} \end{aligned}$$

Por lo que los tirantes normal y crítico, y la pendiente crítica son:

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.56 \text{ m} \\ Y_c &= 0.64 \text{ m} \\ S_c &= 0.00492 \end{aligned}$$

El cálculo del perfil se hace de aguas abajo hacia aguas arriba tomando como sección de control la salida del canal recolector de agua clarificada, en la cual se presenta caída libre por las características hidráulicas ( $S_0 > S_c$ , pendiente pronunciada; y  $Y > Y_n$ ) y el nivel del agua en el tanque de contacto de cloro (el nivel está abajo del tirante normal y en la salida persiste el flujo uniforme), por lo que el flujo es supercrítico y las condiciones de aguas arriba no quedan afectados por los niveles en el tanque receptor (la elevación del fondo en el inicio del tanque de contacto es 100.60 m.s.n.m. y el nivel del agua en el mismo es 102.02 m.s.n.m., mientras que el nivel de la plantilla en la salida del canal es 101.60 m.s.n.m. y la elevación del tirante normal es 102.16 m.s.n.m.); es decir, que en este tramo no se presenta flujo gradualmente variado, pues el tirante que impera es el normal (figura 4.6).

El desarrollo del perfil de la salida del canal recolector de agua clarificada a la salida del clarificador "D" es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )
00.00	0.56	0.700	0.295	2.857	0.416	0.976	70.1
45.00	0.56	0.700	0.295	2.857	0.416	0.976	70.1

Por lo tanto, el tirante que se presenta a la salida del clarificador "D" es  $Y=0.56 \text{ m}$ .

ii) Salida del clarificador "D" a salida del clarificador "C".

En este tramo se tienen los datos:

$$\begin{aligned} Q &= 1.50 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.15 \text{ m} \\ S_0 &= 0.005 \end{aligned}$$

$$n = 0.013$$

$$L = 70.00 \text{ m}$$

Por lo que los tirantes normal y crítico, y la pendiente crítica son:

$$Y_n = 0.557 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.558 \text{ m}$$

$$S_c = 0.00497$$

En este caso, se observa que los tirantes normal y crítico prácticamente son iguales, es decir, continúa el régimen supercrítico, además por las características hidráulicas ( $S_0 > S_c$ , y  $Y_c > Y_n$ ), en este tramo tampoco se presenta flujo gradualmente variado y el tirante es el mismo que el que se presenta en el tramo anterior, ya que sigue imperando el tirante normal.

Entonces, el desarrollo del perfil de la salida del clarificador "D" a la salida del clarificador "C" es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>4</sup> )
00.00	0.56	0.644	0.284	2.329	0.277	0.837	49.2
70.00	0.56	0.644	0.284	2.329	0.277	0.837	49.2

Por lo tanto, el tirante que se presenta a la salida del clarificador "C" es  $Y=0.56 \text{ m}$ .

iii) Salida del clarificador "C" a salida del clarificador "B".

En este tramo los datos son:

$$Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$S_0 = 0.004$$

$$n = 0.013$$

$$L = 70.00 \text{ m}$$

Por lo que los tirantes normal y crítico, y la pendiente crítica resultan:

$$Y_n = 0.513 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.467 \text{ m}$$

$$S_c = 0.00515$$

En esta parte distinguimos que el régimen del flujo cambia de supercrítico a subcrítico, debido a la variación de las condiciones del canal y del gasto ( $S_0 < S_c$ , pendiente suave; y  $Y_c < Y_n$ ), razón por la que en este tramo sí se presenta flujo gradualmente variado, y el cálculo del perfil se hace de aguas abajo hacia aguas arriba tomando como control la sección de salida del clarificador "C", que es donde ocurre el cambio de régimen al presentarse el tirante crítico de 0.56 m, al cual adoptamos como tirante inicial  $Y_i$  del tramo. Como  $Y_c < Y_n$ ,  $S_0 < S_c$ , además de

que sabemos que el flujo tiende al tirante normal y en este caso  $Y_n < Y_i$ , se identifica el perfil que se presenta, como un perfil tipo  $M_1$ .

El desarrollo del perfil de la salida del clarificador "C" a la salida del clarificador "B" es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(S <sub>0</sub> -S <sub>0</sub> )Δx (m)
00.00	0.560	0.560	0.264	1.786	0.163	0.723	31.8	-	-	-
10.00	0.543	0.543	0.260	1.843	0.173	0.716	34.6	33.2	0.007	0.007
20.00	0.530	0.530	0.257	1.888	0.182	0.711	36.8	35.7	0.004	0.004
30.00	0.522	0.522	0.255	1.917	0.187	0.709	38.3	37.6	0.002	0.002
40.00	0.517	0.517	0.254	1.934	0.191	0.708	39.3	38.8	0.001	0.001
45.00	0.513	0.513	0.253	1.949	0.194	0.707	40.1			
70.00	0.513	0.513	0.253	1.949	0.194	0.707	40.1			tirante normal

Se observa que en este tramo el tirante normal se alcanza después de los 40 m, y que el tirante que se presenta a la salida del clarificador "B" es  $Y=0.51$  m.

iv) Salida del clarificador "B" a salida del clarificador "A".

En este tramo se tienen los datos:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.50 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 0.75 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.004 \\
 n &= 0.013 \\
 L &= 70.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Por lo que los tirantes normal y critico, y la pendiente critica son:

$$\begin{aligned}
 Y_n &= 0.41 \text{ m} \\
 Y_c &= 0.36 \text{ m} \\
 S_c &= 0.00570
 \end{aligned}$$

En esta parte del canal recolector de agua clarificada, el flujo -aun con la variación de las condiciones del canal y del gasto- conserva el régimen subcritico ( $S_0 < S_c$ , pendiente suave; y  $Y_c < Y_n$ ), por lo que el cálculo del perfil se continúa tomando como tirante inicial  $Y_i$  al tirante de 0.51 m (tirante normal del tramo anterior). Como en el caso anterior también se presenta un perfil tipo  $M_1$ .

El desarrollo del perfil de la salida del clarificador "B" a la salida del clarificador "A" es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>2</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Ax (m)
00.00	0.510	0.383	0.216	1.307	0.087	0.507	22.3	-	-	-
10.00	0.484	0.363	0.211	1.376	0.097	0.581	25.4	23.8	0.016	0.016
20.00	0.462	0.346	0.207	1.444	0.106	0.568	26.8	27.1	0.013	0.013
30.00	0.443	0.332	0.203	1.505	0.115	0.558	32.1	30.4	0.010	0.010
40.00	0.429	0.321	0.200	1.555	0.123	0.552	34.9	33.5	0.006	0.006
50.00	0.419	0.314	0.198	1.591	0.129	0.548	37.1	36.0	0.004	0.004
60.00	0.413	0.310	0.197	1.614	0.133	0.546	38.5	37.8	0.002	0.002
70.00	0.410	0.306	0.196	1.626	0.135	0.545	39.3			tirante normal

En este tramo el tirante normal se alcanza prácticamente a los 60 m, y el tirante que se presenta a la salida del clarificador "A" es  $Y=0.41$  m.

#### Gasto máximo

i) Sección de salida del canal recolector de agua clarificada a salida del clarificador "D".

En este tramo se tienen los datos:

$$\begin{aligned}
 Q &= 2.76 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 1.25 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.007 \\
 n &= 0.013 \\
 L &= 45.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Por lo que los tirantes normal y crítico, y la pendiente crítica son:

$$\begin{aligned}
 Y_n &= 0.71 \text{ m} \\
 Y_c &= 0.79 \text{ m} \\
 S_c &= 0.00534
 \end{aligned}$$

Al igual que a gasto medio, a gasto máximo se realiza el cálculo del perfil de aguas abajo hacia aguas arriba, tomando como sección de control la salida del canal recolector de agua clarificada, en la cual se presenta caída libre por las características hidráulicas ( $S_0 > S_c$ , pendiente pronunciada; y  $Y_c > Y_n$ ) y el nivel del agua en el tanque de contacto de cloro (el nivel continúa abajo del tirante normal y en la salida persiste el flujo uniforme), por lo que el flujo es supercrítico y las condiciones de aguas arriba no son afectadas por los niveles en el tanque receptor (la elevación del agua al inicio del tanque de contacto es 102.08 m.s.n.m., mientras que la elevación del tirante normal es 102.31 m.s.n.m.); en este caso tampoco se presenta flujo gradualmente variado en el tramo final del canal recolector de agua clarificada, pues el tirante que impera es el normal (figura 4.6).

El desarrollo del perfil de la salida del canal recolector de agua clarificada a la salida del clarificador "D" es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>4</sup> )
00.00	0.71	0.888	0.332	3.110	0.493	1.203	71.0
45.00	0.71	0.888	0.332	3.110	0.493	1.203	71.0

Por lo tanto, el tirante que se presenta a la salida del clarificador "D" es  $Y=0.71$  m.

ii) Salida del clarificador "D" a salida del clarificador "C".

En este tramo se tienen los datos:

$$\begin{aligned}
 Q &= 2.07 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 1.15 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.005 \\
 n &= 0.013 \\
 L &= 70.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Por lo que los tirantes normal y crítico, y la pendiente crítica son:

$$\begin{aligned}
 Y_n &= 0.71 \text{ m} \\
 Y_c &= 0.69 \text{ m} \\
 S_c &= 0.00537
 \end{aligned}$$

En esta parte se distingue que el régimen del flujo cambia de supercrítico a subcrítico ( $S_0 < S_c$ , pendiente suave; y  $Y_c < Y_n$ ), no obstante el tirante se mantiene igual que en el tramo anterior, es decir, que en este caso los tirantes normales de los dos tramos coinciden en magnitud pero no en régimen, ya que el cambio de régimen se debe y ocurre por la variación del gasto y de las condiciones del canal (ancho y pendiente) en la sección de salida del clarificador "D".

Entonces, el desarrollo del perfil de la salida del clarificador "D" a la salida del clarificador "C" es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>4</sup> )
00.00	0.710	0.817	0.318	2.535	0.328	1.036	50.1
70.00	0.710	0.817	0.318	2.535	0.328	1.038	50.1

Por lo tanto, el tirante que se presenta a la salida del clarificador "C" es  $Y=0.71$  m.

iii) Salida del clarificador "C" a salida del clarificador "B".

En este tramo los datos son:

$$\begin{aligned}
 Q &= 1.38 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 1.00 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.004 \\
 n &= 0.013 \\
 L &= 70.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Por lo que los tirantes normal y crítico, y la pendiente crítica resultan:

$$\begin{aligned}
 Y_n &= 0.66 \text{ m} \\
 Y_c &= 0.58 \text{ m} \\
 S_c &= 0.00555
 \end{aligned}$$

En este tramo del canal recolector de agua clarificada, el flujo aun con la variación de las condiciones del canal y del gasto conserva el régimen subcrítico ( $S_0 < S_c$ , pendiente suave; y  $Y_c < Y_n$ ), apareciendo flujo gradualmente variado, por lo que el cálculo del perfil se continúa tomando como tirante inicial  $Y_i$  al tirante de 0.71 m (tirante normal del tramo anterior). En este caso se presenta un perfil tipo  $M_1$ , ya que  $Y_c < Y_n$ ,  $S_0 < S_c$ , y  $Y_n < Y_i$ .

El desarrollo del perfil de la salida del clarificador "C" a la salida del clarificador "B" es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>3</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
00.00	0.710	0.710	0.293	1.944	0.193	0.903	32.7			
10.00	0.696	0.696	0.291	1.984	0.201	0.896	34.5	33.6	0.006	0.006
20.00	0.684	0.684	0.289	2.018	0.207	0.891	36.0	35.3	0.005	0.005
30.00	0.675	0.675	0.287	2.044	0.213	0.888	37.2	36.6	0.003	0.003
40.00	0.669	0.669	0.286	2.063	0.217	0.886	38.2	37.7	0.002	0.002
50.00	0.664	0.664	0.285	2.077	0.220	0.884	38.8	38.5	0.001	0.001
70.00	0.660	0.660	0.284	2.091	0.223	0.883	39.5		tirante normal	

Se observa que en este tramo el tirante normal se alcanza prácticamente a los 50 m, y que el tirante que se presenta a la salida del clarificador "B" es  $Y=0.66$  m.

iv) Salida del clarificador "B" a salida del clarificador "A".

En este tramo se tienen los datos:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.69 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 0.75 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.004 \\
 n &= 0.013 \\
 L &= 70.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Por lo que los tirantes normal y crítico, y la pendiente crítica son:

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.52 \text{ m} \\ Y_c &= 0.44 \text{ m} \\ S_c &= 0.00615 \end{aligned}$$

En esta parte del canal recolector de agua clarificada, el flujo sigue en régimen subcrítico ( $S_0 < S_c$ , pendiente suave; y  $Y_c < Y_n$ ), por lo que se toma como tirante inicial  $Y_i$  al tirante de 0.66 m (tirante normal del tramo anterior) para continuar el cálculo del perfil. Como en el caso anterior, también se presenta un perfil tipo  $M_1$ .

El desarrollo del perfil de la salida del clarificador "B" a la salida del clarificador "A" es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>^</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>T</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(S <sub>0</sub> -Sf)Δx (m)
00.00	0.660	0.495	0.239	1.394	0.099	0.759	22.1	-	-	-
10.00	0.635	0.476	0.236	1.449	0.107	0.742	24.4	23.2	0.017	0.017
20.00	0.613	0.459	0.233	1.502	0.115	0.727	26.7	25.5	0.014	0.014
30.00	0.593	0.445	0.230	1.552	0.123	0.716	28.9	27.8	0.012	0.012
40.00	0.575	0.431	0.227	1.599	0.130	0.706	31.2	30.1	0.010	0.010
50.00	0.561	0.420	0.225	1.641	0.137	0.698	33.3	32.3	0.008	0.008
60.00	0.549	0.412	0.223	1.676	0.143	0.692	35.2	34.2	0.006	0.006
70.00	0.540	0.405	0.221	1.703	0.148	0.688	36.6	35.9	0.004	0.004

En este tramo el tirante normal no se alcanza, por lo que el tirante que se presenta a la salida del clarificador "A" es  $Y=0.54$  m.

#### *Gasto mínimo*

i) Sección de salida del canal recolector de agua clarificada a salida del clarificador "D".

En este tramo se tienen los datos:

$$\begin{aligned} Q &= 1.22 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1.25 \text{ m} \\ S_0 &= 0.007 \\ n &= 0.013 \\ L &= 45.00 \text{ m} \end{aligned}$$

Por lo que los tirantes normal y crítico, y la pendiente crítica son:

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.39 \text{ m} \\ Y_c &= 0.46 \text{ m} \\ S_c &= 0.00448 \end{aligned}$$



De la misma forma que en los dos casos anteriores, el cálculo del perfil se hace de aguas abajo hacia aguas arriba, tomando como sección de control la salida del canal recolector de agua clarificada, en la cual se presenta caída libre por las características hidráulicas ( $S_0 > S_c$ , pendiente pronunciada; y  $Y_c > Y_n$ ) y el nivel del agua en el tanque de contacto de cloro (el nivel se presenta abajo del tirante normal y en la salida persiste el flujo uniforme), por lo que el flujo es supercrítico y las condiciones de aguas arriba no quedan afectados por los niveles en el tanque receptor (la elevación del agua al inicio del tanque de contacto es 101.94 m.s.n.m., mientras que la elevación del tirante normal es 101.99 m.s.n.m.); es decir, que en este tramo no se presenta flujo gradualmente variado, pues el tirante que impera es el normal (figura 4.6).

El desarrollo del perfil de la salida del canal recolector de agua clarificada a la salida del clarificador "D" es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>4</sup> )
00.00	0.39	0.488	0.240	2.503	0.319	0.709	70.9
45.00	0.39	0.488	0.240	2.503	0.319	0.709	70.9

Por lo tanto, el tirante que se presenta a la salida del clarificador "D" es  $Y=0.39$  m.

ii) Salida del clarificador "D" a salida del clarificador "C".

En este tramo se tienen los datos:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.915 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 1.15 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.005 \\
 n &= 0.013 \\
 L &= 70.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Por lo que los tirantes normal y crítico, y la pendiente crítica son:

$$\begin{aligned}
 Y_n &= 0.39 \text{ m} \\
 Y_c &= 0.40 \text{ m} \\
 S_c &= 0.00455
 \end{aligned}$$

En este caso, los tirantes normal y crítico casi son iguales, es decir, continúa el régimen supercrítico, además por las características hidráulicas ( $S_0 > S_c$ , y  $Y_c > Y_n$ ) en este tramo tampoco se presenta flujo gradualmente variado y el tirante es el mismo que el que se presenta en el tramo anterior, ya que sigue imperando el tirante normal.

Entonces, el desarrollo del perfil de la salida del clarificador "D" a la salida del clarificador "C" es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>4</sup> )
00.00	0.39	0.449	0.232	2.040	0.212	0.602	49.2
70.00	0.39	0.449	0.232	2.040	0.212	0.602	49.2

Por lo tanto, el tirante que se presenta a la salida del clarificador "C" es  $Y=0.39$  m.

iii) Salida del clarificador "C" a salida del clarificador "B".

En este tramo los datos son:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.61 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 1.00 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.004 \\
 n &= 0.013 \\
 L &= 70.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Por lo que los tirantes normal y critico, y la pendiente critica resultan:

$$\begin{aligned}
 Y_n &= 0.36 \text{ m} \\
 Y_c &= 0.34 \text{ m} \\
 S_c &= 0.00473
 \end{aligned}$$

Se observa, que en esta parte ocurre un cambio de régimen en el flujo, de supercrítico a subcrítico, debido a la variación de las condiciones del canal y del gasto ( $S_0 < S_c$ , pendiente suave; y  $Y_c < Y_n$ ), por lo que en este tramo si se presenta flujo gradualmente variado, y el cálculo del perfil se hace de aguas abajo hacia aguas arriba, tomando como control la sección de salida del clarificador "C", que es donde ocurre el cambio de régimen; adoptando como tirante inicial  $Y_i$  del tramo al tirante de 0.39 m. Como  $Y_c < Y_n$ ,  $S_0 < S_c$ , y  $Y_n < Y_i$ , se identifica un perfil tipo  $M_1$ .

El desarrollo del perfil de la salida del clarificador "C" a la salida del clarificador "B" es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>4</sup> )	Sf' (x10 <sup>4</sup> )	E <sub>r</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(S <sub>0</sub> -Sf) $\Delta$ x (m)
00.00	0.390	0.390	0.219	1.564	0.125	0.515	31.3	-	-	-
10.00	0.370	0.370	0.213	1.650	0.139	0.508	36.3	33.8	0.006	0.006
20.00	0.360	0.360	0.209	1.694	0.146	0.506	39.0	37.7	0.002	0.002
70.00	0.360	0.360	0.209	1.694	0.146	0.506	39.0			tirante normal

En este tramo el tirante normal se alcanza a los 20 m, y el tirante que se presenta a la salida del clarificador "B" es  $Y=0.36$  m.

## iv) Salida del clarificador "B" a salida del clarificador "A".

En este tramo se tienen los datos:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.305 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 0.75 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.004 \\
 n &= 0.013 \\
 L &= 70.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Por lo que los tirantes normal y crítico, y la pendiente crítica son:

$$\begin{aligned}
 Y_n &= 0.28 \text{ m} \\
 Y_c &= 0.26 \text{ m} \\
 S_c &= 0.00523
 \end{aligned}$$

En esta parte del canal recolector de agua clarificada, aun con la variación de las condiciones del canal y del gasto, el flujo conserva el régimen subcrítico ( $S_0 < S_c$ , pendiente suave; y  $Y_c < Y_n$ ), por lo que el cálculo del perfil se continúa tomando como tirante inicial  $Y_i$  al tirante de 0.36 m (tirante normal del tramo anterior). Como en el tramo anterior también se presenta un perfil tipo  $M_1$ .

El desarrollo del perfil de la salida del clarificador "B" a la salida del clarificador "A" es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf' (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx (m)
00.00	0.360	0.270	0.184	1.130	0.065	0.425	20.7	-	-	-
10.00	0.332	0.249	0.176	1.226	0.077	0.408	25.8	23.2	0.017	0.017
20.00	0.308	0.231	0.169	1.320	0.089	0.397	31.5	28.6	0.011	0.011
30.00	0.292	0.219	0.164	1.393	0.099	0.391	36.5	34.0	0.006	0.006
40.00	0.284	0.213	0.162	1.431	0.104	0.389	39.3	37.9	0.002	0.002
70.00	0.280	0.210	0.160	1.452	0.106	0.388	41.0		tirante normal	

En este último tramo, el tirante normal se alcanza prácticamente a los 40 m, por lo que el tirante que se presenta a la salida del clarificador "A" es  $Y=0.28$  m.

#### 4.4.2 Descarga de tanques clarificadores

En este punto se revisa que el nivel del agua en el canal recolector de efluente clarificado no sea mayor que la elevación de los vertedores de salida de los tanques clarificadores, es decir, asegurar que el vertedor descarga en forma normal y que no se regresa el agua hacia el clarificador, ya que esto provocaría una serie de anomalías en el funcionamiento del sistema de tratamiento y no se cumpliría con los resultados de calidad esperados.

En los trenes de aeración-clarificación "A" y "B" la elevación del vertedor de salida del clarificador es 103.67 m.s.n.m., mientras que en los trenes "C" y "D" es 103.22. En la siguiente tabla podemos ver las elevaciones (en m.s.n.m.) de los tirantes que se presentan en el canal recolector en la sección de salida de los clarificadores:

	Tren A	Tren B	Tren C	Tren D
Q máximo	103.36	103.20	102.97	102.62
Q medio	103.23	103.05	102.82	102.47
Q mínimo	103.10	102.90	102.65	102.30

entonces, observamos que cuando ocurre gasto máximo aparecen los niveles limites o extremos que se pueden presentar en el canal recolector, y que nunca estos quedan por encima de la cresta vertedora de los clarificadores, por lo que se asegura la correcta descarga de estos.

#### 4.5 DESINFECCIÓN DE AGUA CLARIFICADA Y TANQUE DE CONTACTO DE CLORO

##### 4.5.1 Desinfección

La desinfección del agua clarificada se lleva a cabo a la entrada de los tanques de contacto de cloro por medio de dos difusores colocados después de la sección final del canal recolector de agua clarificada, esto para aprovechar la turbulencia del agua que se produce por la descarga del flujo que viene de los clarificadores, y asegurar que la solución de cloro se distribuya y mezcle en el agua clarificada.

##### 4.5.2 Tanque de contacto de cloro

Este tanque trabaja como un canal rectangular con ancho de plantilla de 3.00 m y 200.00 m de longitud (figuras 4.4 y 4.5).

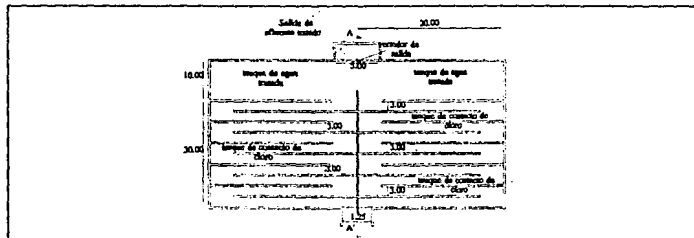


Figura 4.4 Salida del canal recolector de agua clarificada, tanque de contacto de cloro, tanque de agua tratada y vertedor de salida (planta).

El desarrollo del perfil hidráulico se calcula con la fórmula 3.40, sólo que ésta se modifica para tomar en cuenta las pérdidas por cambio de dirección, por lo demás, se seguirán respetando las mismas consideraciones que en los cálculos anteriores, la fórmula queda de la siguiente forma:

$$E_2 - E_1 = (S_0 - S_f) \Delta x + h_{CD} \quad \dots (4.10)$$

donde:

$h_{CD}$ : Pérdidas por cambio de dirección (m), y se definen como:

$$h_{CD} = 2 \frac{V^2}{2g} \quad \dots (4.11)$$

donde:

$V^2/2g$ : Carga de velocidad en la sección donde está el cambio de dirección (m)

### Gasto medio

De la entrada al tanque de agua tratada al inicio del tanque de contacto de cloro, se tienen los datos:

$$\begin{aligned} Q &= 1.00 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 3.00 \text{ m} \\ S_0 &= 0.002 \\ n &= 0.013 \end{aligned}$$

Los tirantes normal y crítico en el tramo son:

$$\begin{aligned} Y_n &= 0.26 \text{ m} \\ Y_c &= 0.22 \text{ m} \\ S_c &= 0.00351 \end{aligned}$$

El cálculo del perfil se hace de aguas abajo hacia aguas arriba, tomando como control el vertedor de salida de agua tratada y como tirante inicial ( $Y_i$ ) el tirante de 1.86 m, que es el tirante que se presenta en el tanque de agua tratada (punto 4.6). Observamos que  $Y_c < Y_n$ ,  $S_0 < S_c$ , y  $Y_n < Y_i$ , por lo tanto, el perfil que se presenta es un perfil tipo  $M_1$ .

El desarrollo del perfil a lo largo del tanque de contacto de cloro es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf' (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>r</sub> -E <sub>i</sub> (m)	(S <sub>0</sub> -Sf)Δx + h <sub>cti</sub> (m)
00.00	1.860	5.580	0.830	0.179	0.002	1.862	0.1	-	-	-
20.00	1.817	5.451	0.822	0.183	0.002	1.819	0.1	0.1	0.043	0.043
40.00	1.774	5.322	0.813	0.188	0.002	1.776	0.1	0.1	0.043	0.043
60.00	1.730	5.191	0.803	0.193	0.002	1.732	0.1	0.1	0.044	0.044
80.00	1.686	5.058	0.794	0.198	0.002	1.688	0.1	0.1	0.044	0.044
100.00	1.642	4.926	0.784	0.203	0.002	1.644	0.1	0.1	0.044	0.044
120.00	1.598	4.794	0.774	0.209	0.002	1.600	0.1	0.1	0.044	0.044
140.00	1.554	4.662	0.763	0.215	0.002	1.556	0.1	0.1	0.044	0.044
160.00	1.509	4.527	0.752	0.221	0.002	1.511	0.1	0.1	0.045	0.045
180.00	1.464	4.392	0.741	0.228	0.003	1.467	0.1	0.1	0.045	0.045
200.00	1.419	4.257	0.729	0.235	0.003	1.422	0.1	0.1	0.045	0.045

Por lo tanto, el tirante Y al principio del tanque de contacto de cloro es 1.46 m.

#### Gasto máximo

De la entrada al tanque de agua tratada al inicio del tanque de contacto de cloro, se tienen los datos:

$$\begin{aligned}
 Q &= 1.38 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 3.00 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.002 \\
 n &= 0.013
 \end{aligned}$$

Los tirantes normal y crítico en el tramo son:

$$\begin{aligned}
 Y_n &= 0.32 \text{ m} \\
 Y_c &= 0.28 \text{ m} \\
 S_c &= 0.00313
 \end{aligned}$$

El cálculo del perfil se hace utilizando el mismo procedimiento que para gasto medio, tomando como tirante inicial (Y<sub>i</sub>) el tirante de 1.95 m, que es el tirante que se presenta en el tanque de agua tratada (punto 4.6). Observamos que Y<sub>c</sub><Y<sub>n</sub>, S<sub>0</sub><S<sub>c</sub>, y Y<sub>n</sub><Y<sub>i</sub>, por lo tanto, el perfil que se presenta es un perfil tipo M<sub>1</sub>.

El desarrollo del perfil a lo largo del tanque de contacto de cloro es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V/2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf' (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>2</sub> -E <sub>1</sub> (m)	(So-Sf)Δx + b <sub>cr1</sub> (m)
00.00	1.950	5.850	0.848	0.236	0.003	1.953	0.1	-	-	-
20.00	1.904	5.712	0.839	0.242	0.003	1.907	0.1	0.1	0.046	0.046
40.00	1.858	5.574	0.830	0.248	0.003	1.861	0.1	0.1	0.046	0.046
60.00	1.812	5.436	0.821	0.254	0.003	1.815	0.1	0.1	0.046	0.046
80.00	1.765	5.295	0.811	0.261	0.003	1.768	0.2	0.1	0.047	0.047
100.00	1.718	5.154	0.801	0.268	0.004	1.722	0.2	0.2	0.047	0.047
120.00	1.671	5.013	0.790	0.275	0.004	1.675	0.2	0.2	0.047	0.047
140.00	1.623	4.869	0.780	0.283	0.004	1.627	0.2	0.2	0.048	0.048
160.00	1.575	4.725	0.768	0.292	0.004	1.579	0.2	0.2	0.048	0.048
180.00	1.526	4.578	0.756	0.301	0.005	1.531	0.2	0.2	0.049	0.049
200.00	1.477	4.431	0.744	0.311	0.005	1.482	0.2	0.2	0.049	0.049

Por lo tanto, el tirante Y al principio del tanque de contacto de cloro es 1.552 m.

#### Gasto mínimo

De la entrada del tanque de agua tratada al inicio del tanque de contacto de cloro, se tienen los datos:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.61 \text{ m}^3/\text{s} \\
 b &= 3.00 \text{ m} \\
 S_0 &= 0.002 \\
 n &= 0.013
 \end{aligned}$$

Los tirantes normal y crítico en el tramo son:

$$\begin{aligned}
 Y_n &= 0.19 \text{ m} \\
 Y_c &= 0.16 \text{ m} \\
 S_c &= 0.00360
 \end{aligned}$$

Utilizando el mismo procedimiento, ahora calculamos el perfil tomando como tirante inicial (Y<sub>i</sub>) el tirante de 1.76 m, que es el tirante que se presenta en el tanque de agua tratada (punto 4.6). Observamos que Y<sub>c</sub> < Y<sub>n</sub>, S<sub>0</sub> < S<sub>c</sub>, y Y<sub>n</sub> < Y<sub>i</sub>, por lo tanto, el perfil que se presenta es un perfil tipo M<sub>1</sub>.

El desarrollo del perfil a lo largo del tanque de contacto de cloro es el siguiente:

x (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	Sf (x10 <sup>-4</sup> )	Sf <sup>A</sup> (x10 <sup>-4</sup> )	E <sub>i</sub> -E <sub>i</sub> (m)	(So-Sf)Δx + h <sub>cti</sub> (m)
00.00	1.760	5.280	0.810	0.116	0.001	1.761	0.0	-	-	-
20.00	1.719	5.157	0.801	0.118	0.001	1.720	0.0	0.0	0.041	0.041
40.00	1.678	5.034	0.792	0.121	0.001	1.679	0.0	0.0	0.041	0.041
60.00	1.636	4.908	0.783	0.124	0.001	1.637	0.0	0.0	0.042	0.042
80.00	1.594	4.782	0.773	0.128	0.001	1.595	0.0	0.0	0.042	0.042
100.00	1.552	4.656	0.763	0.131	0.001	1.553	0.0	0.0	0.042	0.042
120.00	1.510	4.530	0.752	0.135	0.001	1.511	0.0	0.0	0.042	0.042
140.00	1.468	4.404	0.742	0.139	0.001	1.469	0.0	0.0	0.042	0.042
160.00	1.426	4.278	0.731	0.143	0.001	1.427	0.1	0.1	0.042	0.042
180.00	1.384	4.152	0.720	0.147	0.001	1.385	0.1	0.1	0.042	0.042
200.00	1.342	4.026	0.708	0.152	0.001	1.343	0.1	0.1	0.042	0.042

Por lo tanto, el tirante Y al principio del tanque de contacto de cloro es 1.36 m.

#### 4.6 SALIDA DE AGUA TRATADA HACIA CUERPO RECEPTOR

El efluente tratado y desinfectado llega a la caja de agua tratada, la cual tiene dimensiones de 40 m por 10 m, y sale de la planta de tratamiento por medio de un vertedor de pared delgada con longitud de 5 m colocado al centro del lado largo de dicha caja (figuras 4.4 y 4.5), el fondo de la caja tiene una cota de plantilla de 100.20 m.s.n.m. y la cresta vertedora 101.70 m.s.n.m..

Con los datos de diseño:

Q <sub>máx</sub> :	2.76 m <sup>3</sup> /s
Q <sub>med</sub> :	2.00 m <sup>3</sup> /s
Q <sub>mín</sub> :	1.22 m <sup>3</sup> /s

El funcionamiento del vertedor se examina con la fórmula de Francis (3.37), con la que se obtiene los siguientes resultados:

Para	H (m)
Q máximo	0.448
Q medio	0.362
Q mínimo	0.260



Ahora, como sabemos que el fondo del tanque de agua tratada tiene el nivel 100.20 m.s.n.m. y que el vertedor de salida está a la elevación 101.70 m.s.n.m., determinamos los tirantes que se presentan al inicio del tanque de contacto de cloro, sumando la carga hidráulica sobre el vertedor a la diferencia de las elevaciones anteriores, tales tirantes son:

Para	Y (m)
Q máximo	1.95
Q medio	1.86
Q mínimo	1.76

con los cuales se calcula el desarrollo del perfil de la superficie libre del agua a todo lo largo del tanque de contacto de cloro, el cual funciona como un canal con flujo pistón.

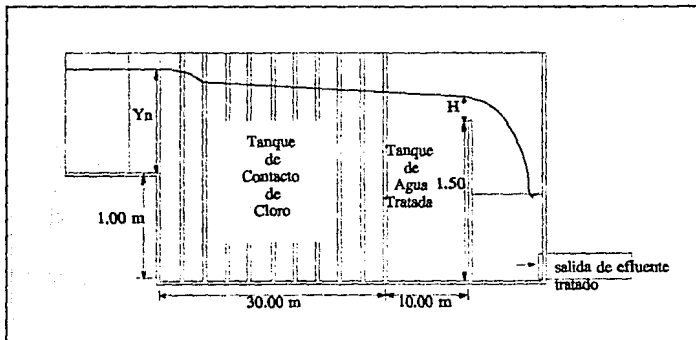


Figura 4.5 Salida del canal recolector de agua clarificada, tanque de contacto de cloro, tanque de agua tratada y vertedor de salida (Elevación).

#### 4.7 PERFIL HIDRÁULICO

En la figura 4.6 se muestra el perfil hidráulico que desarrolla el agua a lo largo del tratamiento secundario; en él se puede observar el comportamiento del flujo y los niveles del agua en cada unidad de tratamiento, resultado de los cálculos anteriores.

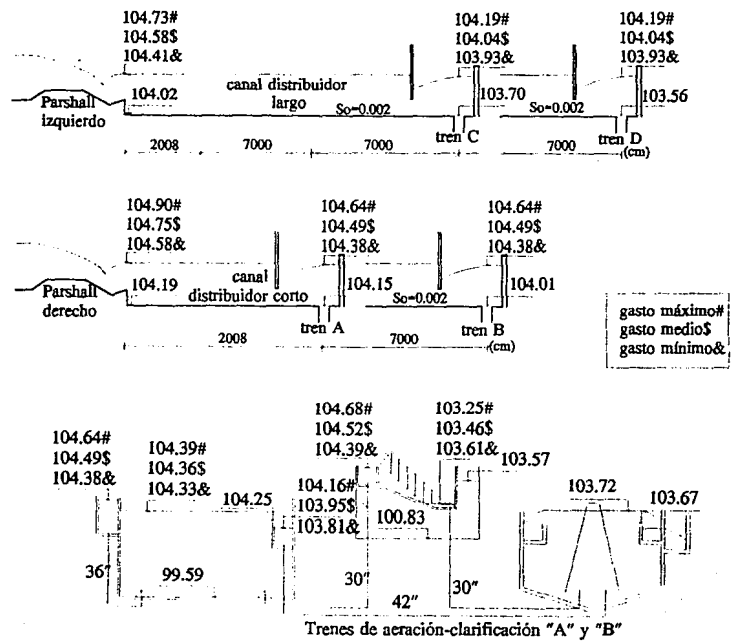
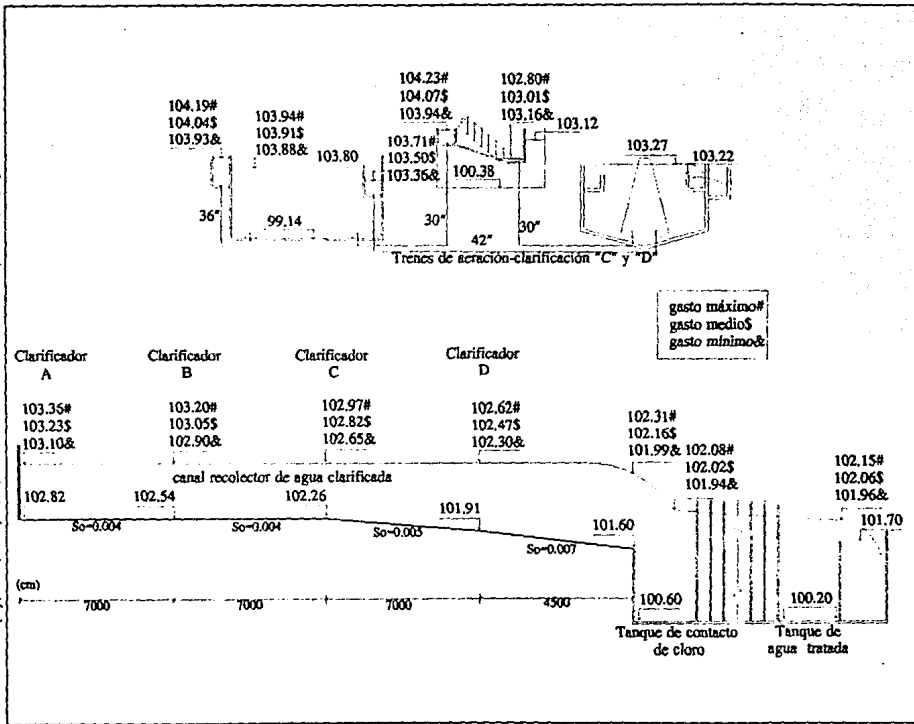


Figura 4-6 Perfil hidráulico del tratamiento secundario.

Figura 4.6 Perfil hidráulico del tratamiento secundario (continuación).



Como quien viaja a lomos de una yegua sombría  
por la ciudad camino, no preguntes adónde,  
busco acaso un encuentro que me ilumine el día,  
y no hallo más que puertas que niegan lo que esconden

Las chimeneas vierten su vómito de humo  
a un cielo cada vez más lejano y más alto,  
por las paredes ocres se desparrama el zumo  
de una fruta de sangre crecida en el asfalto

Ya el campo estará verde, debe ser primavera,  
cruza por mi mirada un tren interminable,  
el barrio donde hubíto no es ninguna pradera,  
desolado paisaje de antenas y de cables.

Vivo en el número siete, calle melancolía,  
quiero mudarme hace años al barrio de la alegría  
pero siempre que lo intento ha salido ya el tranvía,  
en la escalera me siento a silbar mi melodía.

Como quien viaja a bordo de un barco enloquecido  
que viene de la noche y va a ninguna parte, así mis pies  
descienden la cuesta del olvido fatigados de tanto andar  
sin encontrarte

Luego de vuelta a casa, enciendo un cigarrillo, ordeno mis  
papeles, resuelvo un crucigrama, me enfado con las sombras  
que pueblan los pasillos, y me abrazo a la ausencia que  
dejas en mi cama.

Trepa por tu recuerdo como una enredadera que no encuentra  
ventanas donde agarrarse, soy esa absurda epidemia que  
sufren las aceras, si quieres encontrarme ya sabes dónde  
estoy..

Vivo en el número siete, calle melancolía,  
quiero mudarme hace años al barrio de la alegría  
pero siempre que lo intento ha salido ya el tranvía,  
en la escalera me siento a silbar mi melodía

-J. Sabina-

## LODOS DE DESECHO

El presente capítulo describe el funcionamiento de los dispositivos del sistema que llevan a cabo la remoción de los lodos de desecho, primero se realiza el bombeo de los lodos excedentes de los cárcamos de retención y recirculación de lodos hacia los dos tanques espesadores, después los lodos espesados son bombeados hacia el edificio de tratamiento de lodos para su acondicionamiento y desaguado.

Finalmente, el gasto filtrado y el gasto de sobrenadante de los espesadores se regresan al tratamiento primario a través del drenaje sanitario, mientras que la torta de lodos -producto del desaguado- es llevada a un relleno sanitario.

### 5.1 LODOS EXCEDENTES

Los lodos excedentes almacenados en los cárcamos de retención y recirculación, situados entre dos trenes consecutivos de aeración-clarificación, son bombeados a dos tanques espesadores. El bombeo se hace con unidades sumergibles, conduciendo mediante tubería a presión al gasto de lodos de los dos trenes de aeración-clarificación a los espesadores E-01 y E-02.

El cárcamo de lodos para los trenes A-B está comunicado, al igual que el de los trenes C-D, por lo que entre cada par se cuenta con dos bombas operando alternadamente. Para cada espesador el tiempo de bombeo influente es de 16 horas.

Cada tren de aeración-clarificación produce un gasto de  $0.0287 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $1651.5 \text{ m}^3/\text{día}$ ) de lodos excedentes, entonces por cada cárcamo de retención tenemos:

$$Q = 0.0287 \text{ m}^3/\text{s} \times 2 \text{ trenes} = 0.0573 \text{ m}^3/\text{s}$$

Hay que mencionar que la tubería está conectada de tal forma que los espesadores pueden ser alimentados por cualquiera de los dos cárcamos de retención y recirculación de lodos, esto con la finalidad de asegurar la flexibilidad en la operación. Esta tubería es de considerable longitud, por lo que es necesario calcular las pérdidas que se presentan en ella (por fricción y

locales). En la figura 5.1 se muestra un croquis isométrico con la disposición de la tubería, en la cual se pueden apreciar los cambios de dirección y piezas especiales.

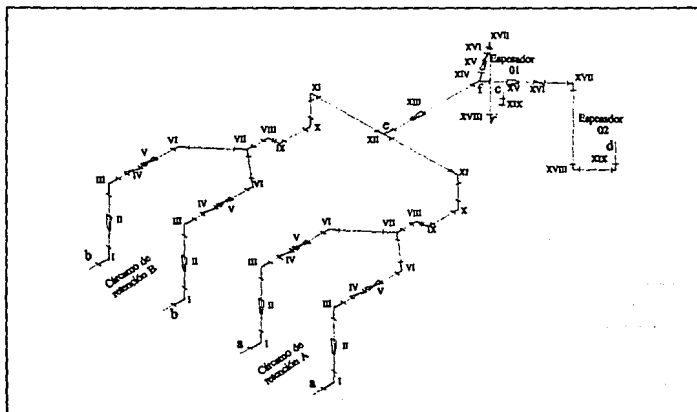


Figura 5.1 Disposición de la tubería que conduce los lodos excedentes del cárcamo de retención y recirculación a los espesadores.

### 5.1.1 Pérdidas por fricción

Las pérdidas por fricción se calculan con la fórmula de Hazen-Williams para tuberías a presión (expresión 4.5), con coeficiente  $C=90$ , ya que se bombean lodos. En el cuadro 5.1 se muestra el cálculo de las pérdidas por fricción  $h_f$ :

Cuadro 5.1 Pérdidas por fricción en tubería de lodos excedentes

Tramo	nudo-nudo	Gasto ( $m^3/s$ )	Diámetro		Velocidad ( $m/s$ )	Longitud ( $m$ )	$h_f$ ( $m$ )
			Pulgadas	metros			
1	a - e	0.057	10	0.2540	1.12	124	1.265
2	b - e	0.057	10	0.2540	1.12	124	1.265
3	e - f	0.114	14	0.3556	1.15	70	0.500
4	f - d	0.067	10	0.2540	1.12	36	0.367

## 5.1.2 Pérdidas locales

Las pérdidas locales se calculan con la expresión 4.6. En el cuadro 5.2 se muestran los coeficientes de pérdidas locales (tomados de Ref. 3) así como las pérdidas locales:

Cuadro 5.2 Pérdidas locales en tubería de lodos excedentes

No. de Pieza	Tipo de Pieza	$k_i$	$V_i$ (m/s)	$h_{l,i}$ (m)
I	Codo a 90° (6")	0.17	3.12	0.084
II	Ampliación 6" x 10"	0.09	1.12	0.006
III	Codo a 90° (10")	0.15	1.12	0.010
IV	Válvula Check (10")	5.50	1.12	0.352
V	Válvula de Mariposa (10")	0.25	1.12	0.016
VI	Codo a 45° (10")	0.14	1.12	0.009
VII	"Y" doble a 45° 10" x 10"	0.14	1.12	0.009
VIII	Codo a 45° (10")	0.14	1.12	0.009
IX	Codo a 45° (10")	0.14	1.12	0.009
X	Codo a 45° (10")	0.14	1.12	0.009
XI	Codo a 45° (10")	0.14	1.12	0.009
XII	"T" de 10" x 10"	0.40	1.12	0.026
XIII	Ampliación 10" x 14"	0.07	1.12	0.004
XIV	"Y" a 45° 14" x 14"	0.37	0.57	0.006
XV	Reducción 14" x 10"	0.16	1.12	0.010
XVI	Válvula de Mariposa (10")	0.25	1.12	0.016
XVII	Codo a 90° (10")	0.15	1.12	0.010
XVIII	Codo a 90° (10")	0.15	1.12	0.010
XIX	Codo a 90° (10")	0.15	1.12	0.010
			Suma	0.614

### 5.1.3 Pérdidas totales

Las pérdidas totales se calculan de la siguiente manera:

$$h_{T(i-j)} = h_{f(i-j)} + h_{L(i-j)} \quad \dots (5.1)$$

donde:

- $h_{T(i-j)}$ : Pérdidas totales de energía en el tramo<sub>(i-j)</sub> (m)
- $h_{f(i-j)}$ : Pérdidas de energía por fricción en el tramo<sub>(i-j)</sub> (m)
- $h_{L(i-j)}$ : Pérdidas locales de energía en el tramo<sub>(i-j)</sub> (m)

Se toma el tramo (b-d) (figura 5.1) para calcular las pérdidas, pues la elevación del cárcamo de retención B es menor que la del cárcamo A, entonces se tiene que:

$$h_{f(b-d)} = 2.132 \text{ m}$$

$$h_{L(b-d)} = 0.614 \text{ m}$$

$$h_{T(b-d)} = 2.746 \text{ m}$$

### 5.1.4 Carga de bombeo

Una vez conocidas las pérdidas de energía, se dispone a calcular la carga de bombeo mínima necesaria para alimentar los tanques espesadores.

El cálculo de la carga de bombeo se realiza con la ecuación de la energía aplicada en las secciones 1 y 2 (figura 5.2):

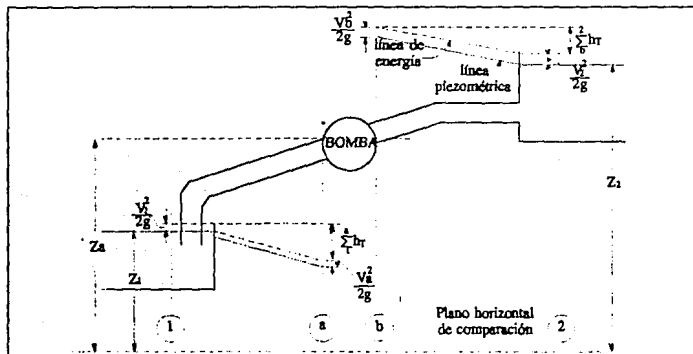


Figura 5.2 Ecuación de la energía aplicada a una línea de bombeo.



considerando presiones relativas dicha ecuación puede ser expresada de la siguiente forma:

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + H_b = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_T \quad \dots (5.2)$$

donde:

$Z_1$ :	Carga de posición en la sección 1 (m)
$V_1^2/2g$ :	Carga de velocidad en la sección 1 (m)
$H_b$ :	Carga de bombeo (m)
$Z_2$ :	Carga de posición en la sección 2 (m)
$V_2^2/2g$ :	Carga de velocidad en la sección 2 (m)
$h_T$ :	Pérdidas totales de energía en el tramo <sub>(1,2)</sub> (m)

Despejando la carga de bombeo:

$$H_b = Z_2 - Z_1 + \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} + h_T \quad \dots (5.3)$$

Aplicando la ecuación 5.3 entre el espesador 02 (sección1) y el cárcamo de retención y recirculación B (sección 2) (figura 5.1), con los datos siguientes:

$Z_a$ :	100.83 m.s.n.m. (Carga de posición en el cárcamo de retención A)
$Z_b$ :	100.38 m.s.n.m. (Carga de posición en el cárcamo de retención B)
$Z_d$ :	104.84 m.s.n.m. (Carga de posición en el espesador A)
$h_{T(b,d)}$ :	2.746 m (Pérdidas totales de energía en el tramo <sub>(b,d)</sub> )

además, despreciando las cargas de velocidad, ya que tanto la toma en los cárcamos de retención como la descarga en los espesadores se efectúa en forma ahogada, se tiene:

$$\begin{aligned} H_b &= Z_d - Z_b + h_{T(b,d)} \\ H_b &= 104.84 - 100.38 + 2.746 \\ H_b &= 7.21 \text{ m} \end{aligned}$$

Ahora, comparando los resultados obtenidos con las características de las bombas seleccionadas para llevar los lodos excedentes de los cárcamos de retención y recirculación hacia los espesadores, tenemos:

Las características de las bombas son:

Carga total	= 10 m
Gasto medio de diseño	= 57 l/s
Tiempo de operación promedio	= 8 horas diarias c/u

Por lo que se observa que la bomba seleccionada operará sin ningún problema.

Finalmente con la siguiente fórmula se calcula la potencia que la bomba suministra al sistema:

$$P = \frac{\gamma Q H}{(76 \eta)} \quad \dots (5.4)$$

donde:

- P: Potencia que la bomba suministra al sistema (H.P).
- $\gamma$ : Peso específico del agua (1,000 kg/m<sup>3</sup>)
- Q: Gasto bombeado (m<sup>3</sup>/s).
- H: Carga hidráulica que la bomba proporciona al sistema (m).
- $\eta$ : Eficiencia de la bomba (60%)

Sustituyendo valores, la potencia nominal resulta:

$$P = 12.5 \text{ H.P.}$$

La potencia comercial del motor trifásico es:

$$P = 15 \text{ H.P.}$$

## 5.2 LODOS ESPESADOS

Una vez que fueron espesados, los lodos se bombean mediante bombas de desplazamiento positivo hacia los tanques rectores de acondicionamiento de lodos (RAL) A y B, ubicados en el edificio de acondicionamiento de lodos.

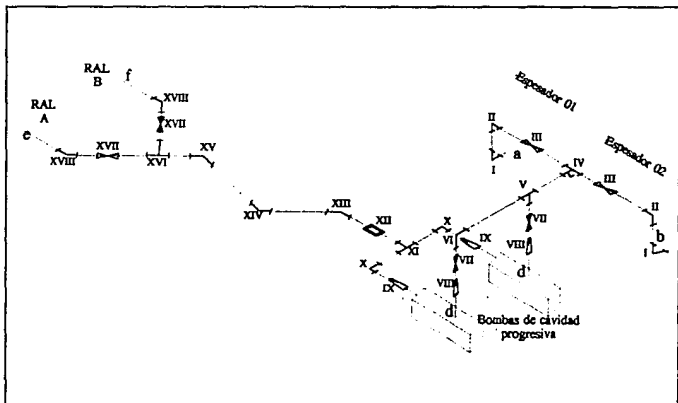


Figura 5.3 Disposición de la tubería que conduce los lodos de los espesadores a los tanques de acondicionamiento.

Cada espesador produce un gasto de 568 m<sup>3</sup>/día, que por 16 horas de bombeo se puede expresar como:

$$Q = 0.00986 \text{ m}^3/\text{s} \approx 0.010 \text{ m}^3/\text{s}$$

La tubería está conectada de tal manera que cualquier espesador puede alimentar a cualquiera de los dos RAL. La longitud de la tubería es considerable, por lo que también es necesario calcular las pérdidas (por fricción y locales) que se presentan en ella. En la figura 5.3 se muestra un croquis isométrico con la disposición de la tubería, en la cual se pueden apreciar los cambios de dirección y piezas especiales.

### 5.2.1 Pérdidas por fricción

Las pérdidas por fricción se calculan con la fórmula de Hazen-Williams para tuberías a presión (4.5), el coeficiente continúa siendo  $C=90$ . En el cuadro 5.3 se muestra el cálculo de las pérdidas por fricción  $h_f$ :

Cuadro 5.3 Pérdidas por fricción en tubería de lodos espesados

Tramo	nudo-nudo	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Diámetro		Velocidad (m/s)	Longitud (m)	h <sub>f</sub> (m)
			Pulgadas	metros			
1	a - c	0.010	4	0.1016	1.23	33.40	1.180
2	c - d	0.020	6	0.1524	1.10	5.00	0.088
3	d - e	0.020	6	0.1524	1.10	49.30	0.872

### 5.2.2 Pérdidas locales

Las pérdidas locales se calculan con la expresión 4.6. En el cuadro 5.4 se muestran los coeficientes de pérdidas locales así como las pérdidas locales:

Cuadro 5.4 Pérdidas locales en tubería de lodos espesados

No. de Pieza	Tipo de Pieza	k <sub>i</sub>	V <sub>i</sub> (m/s)	h <sub>l,i</sub> (m)
I	Codo a 90° (4")	0.20	1.23	0.015
II	Codo a 90° (4")	0.20	1.10	0.012
III	Válvula de mariposa (4")	0.26	1.10	0.016
IV	"T" de 6" x 4"	0.14	1.10	0.009

Cuadro 5.4 Pérdidas locales en tubería de lodos espesados (continuación)

No. de Pieza	Tipo de Pieza	ki	Vi (m/s)	h <sub>l,i</sub> (m)
V	"T" de 6" x 6"	0.12	1.10	0.007
VI	Codo a 90° (6")	0.17	1.10	0.010
VII	Válvula de compuerta (6")	0.12	1.10	0.007
VIII	Ampliación 6" x 8"	0.07	0.62	0.001
IX	Reducción 8" x 6"	0.19	1.10	0.012
X	Codo a 90° (6")	0.17	1.10	0.010
XI	"T" de 6" x 6"	0.12	1.10	0.007
XII	Medidor de flujo (6")	0.30	1.10	0.019
XIII	Codo a 45° (6")	0.16	1.10	0.010
XIV	Codo a 45° (6")	0.16	1.10	0.010
XV	Codo a 45° (6")	0.16	1.10	0.010
XVI	"T" de 6" x 6"	0.12	1.10	0.007
XVII	Válvula de compuerta (6")	0.12	1.10	0.007
XVIII	Codo a 45° (6")	0.16	1.10	0.010
			Suma	0.179

### 5.2.3 Pérdidas totales

Las pérdidas totales se calculan con la expresión 5.1, para calcularlas se toma el tramo (a-e) (figura 5.3), entonces:

$$\begin{aligned}
 h_{r(a-e)} &= 2.140 \text{ m} \\
 h_{l(a-e)} &= 0.179 \text{ m} \\
 h_{T(a-e)} &= 2.319 \text{ m}
 \end{aligned}$$

### 5.2.4 Carga de bombeo

Conocidas las pérdidas de energía, se calcula la carga de bombeo mínima necesaria para alimentar los tanques reactores acondicionadores de lodos (RAL). El cálculo de ésta se realiza aplicando la ecuación 5.3 (se consideran presiones relativas) entre el espesador 02 (sección 1) y el RAL A (sección 2) (figura 5.3), con los datos siguientes:

$Z_a, Z_b:$	104.84 m.s.n.m. (Carga de posición en los espesadores 01 y 02).
$Z_c, Z_f:$	105.55 m.s.n.m. (Carga de posición en los RAL A y B).
$h_{T(1-2)}$	2.319 m (Pérdidas totales de energía en el tramo <sub>(1-2)</sub> )

Debido a que la toma y descarga se efectúan en forma ahogada, se desprecian las cargas de velocidad, entonces:

$$H_b = Z_c - Z_a + h_{T(1-2)}$$

$$H_b = 105.55 - 104.84 + 2.319$$

$$H_b = 3.03 \text{ m}$$

Ahora, comparando los resultados obtenidos con las características de las bombas seleccionadas para enviar los lodos espesados de los espesadores hacia los tanques de acondicionamiento, tenemos:

Las características de las bombas son:

Carga total	= 5 m
Gasto medio de diseño	= 20 l/s
Tiempo de operación promedio	= 8 horas diarias c/u

Por lo que se observa que la bomba seleccionada operará sin ningún problema. Finalmente la potencia que la bomba suministra al sistema se calcula con la fórmula 5.4, y sustituyendo valores, la potencia nominal resulta:

$$P = 2.2 \text{ H.P.}$$

La potencia comercial del motor trifásico es:

$$P = 3 \text{ H.P.}$$

### 5.3 LODOS ACONDICIONADOS

Después de que los lodos son acondicionados (mezclados con la solución de polímero previamente dosificado) en los tanques RAL A y B, estos son bombeados mediante bombas de desplazamiento positivo tipo cavidad progresiva a los filtros prensa de banda A,B,C y D, donde finalmente se efectúa el desaguado de los lodos. Los tanques RAL operan en forma alterna, y cada uno cuenta con dos bombas operando también alternadamente durante 16 horas.

El gasto que se bombea de cada RAL hacia los filtros prensa es:

$$Q = Q_L + Q_s$$

donde:

$Q:$	Gasto de lodo acondicionado (1139.50 m <sup>3</sup> /día)
$Q_L:$	Gasto influente de lodo espesado (1136 m <sup>3</sup> /día)
$Q_s:$	Gasto de solución de polímero dosificado (3.50 m <sup>3</sup> /día)

que por 16 horas de bombeo se puede expresar como:

$$Q = 0.0198 \text{ m}^3/\text{s} \approx 0.020 \text{ m}^3/\text{s}$$

La tubería está conectada de tal manera que cualquier RAL puede alimentar a los cuatro filtros prensa de banda. Es necesario calcular las pérdidas (por fricción y locales) que se presentan en la tubería, ya que la longitud de esta es considerable. En la figura 5.4 se muestra un croquis isométrico con la disposición de la tubería, en la cual se pueden apreciar los cambios de dirección y piezas especiales.

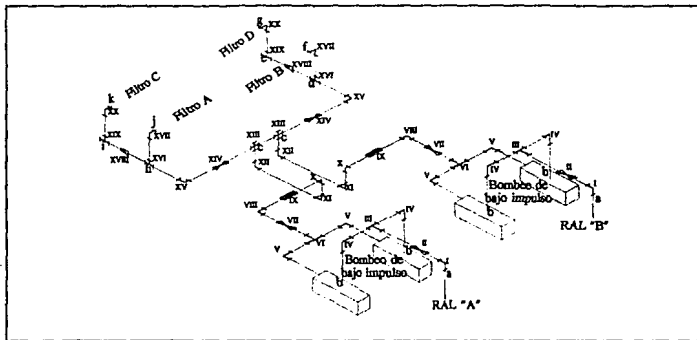


Figura 5.4 Disposición de la tubería que conduce los lodos acondicionados de los tanques RAL hacia los filtros prensa.

### 5.3.1 Pérdidas por fricción

Las pérdidas por fricción se calculan con la fórmula de Hazen-Williams para tuberías a presión 4.5, como se sigue trabajando con lodos, el coeficiente continúa siendo  $C=90$ . En el cuadro 5.5 se muestra el cálculo de las pérdidas por fricción  $h_f$ :

Cuadro 5.5 Pérdidas por fricción en tubería de lodos acondicionados

Tramo	nudo-nudo	Gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Diámetro		Velocidad ( $\text{m/s}$ )	Longitud ( $\text{m}$ )	$h_f$ ( $\text{m}$ )
			Pulgadas	metro			
1	a - b	0.020	6	0.1524	1.10	2.80	0.050
2	b - c	0.020	6	0.1524	1.10	10.55	0.187
3	c - d	0.010	4	0.1016	1.23	20.15	0.712

Cuadro 5.5 Pérdidas por fricción en tubería de lodos acondicionados (continuación)

Tramo	nudo-nudo	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Diámetro		Velocidad (m/s)	Longitud (m)	h <sub>f</sub> (m)
			Pulgadas	metros			
4	d - e	0.005	3	0.0762	1.10	6.00	0.239
5	e - g	0.005	3	0.0762	1.10	1.80	0.072
6	d - f	0.005	3	0.0762	1.10	1.80	0.072
7	c - h	0.010	4	0.1016	1.23	20.15	0.712
8	h - i	0.005	3	0.0762	1.10	6.00	0.239
9	h - j	0.005	3	0.0762	1.10	1.80	0.072
10	i - k	0.005	3	0.0762	1.10	1.80	0.072

### 5.3.2 Pérdidas locales

Las pérdidas locales se calculan con la expresión 4.6. En el cuadro 5.6 se muestran los coeficientes de pérdidas locales, así como las pérdidas locales:

Cuadro 5.6 Pérdidas locales en tubería de lodos acondicionados

No. de Pieza	Tipo de Pieza	k <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>	b <sub>l,i</sub>
			(m/s)	(m)
I	Codo a 90° (6")	0.17	1.10	0.010
II	Válvula de compuerta (6")	0.12	1.10	0.007
III	"T" de 6" x 6"	0.12	1.10	0.007
IV	Codo a 90° (6")	0.17	1.10	0.010
V	Codo a 90° (6")	0.17	1.10	0.010
VI	"T" de 6" x 6"	0.12	1.10	0.007
VII	Válvula de compuerta (6")	0.12	1.10	0.007
VIII	Codo a 90° (6")	0.17	1.10	0.010
IX	Medidor de flujo (6")	0.30	1.10	0.019
X	Codo a 90° (6")	0.17	1.10	0.010

Cuadro 5.6 Pérdidas locales en tubería de lodos acondicionados (continuación)

No. de Pieza	Tipo de Pieza	$k_i$	$V_i$ (m/s)	$h_{p,i}$ (m)
XI	Codo a 90° (6")	0.17	1.10	0.010
XII	Codo a 90° (6")	0.17	1.10	0.010
XIII	Cruz de 6" x 4"	0.14	1.23	0.011
XIV	Válvula de compuerta (4")	0.14	1.23	0.011
XV	Codo a 90° (4")	0.20	1.23	0.015
XVI	"T" de 4" x 3"	0.72	1.10	0.044
XVII	Codo a 90° (3")	0.32	1.10	0.020
XVIII	Reducción de 4" x 3"	0.16	1.10	0.010
XIX	"T" de 3" x 3"	1.20	1.10	0.074
XX	Codo a 90° (3")	0.32	1.10	0.020
Suma				0.322

### 5.3.3 Pérdidas totales

Las pérdidas totales se calculan con la expresión 5.1, para calcularlas se toma el tramo (a-k) (figura 5.4), entonces:

$$\begin{aligned} h_{f(a-k)} &= 1.26 \text{ m} \\ h_{L(a-k)} &= 0.322 \text{ m} \\ h_{T(a-k)} &= 1.582 \text{ m} \end{aligned}$$

### 5.3.4 Carga de bombeo

Ahora, se calcula la carga de bombeo mínima necesaria para alimentar los filtros prensa de banda. El cálculo se realiza aplicando la ecuación 5.3 entre el RAL A (sección 1) y el filtro prensa C (sección 2) (figura 5.4), con los datos siguientes:

$Z_0$ :	105.55 m.s.n.m. (Carga de posición en el RAL A)
$Z_k$ :	104.85 m.s.n.m. (Carga de posición en el filtro prensa "C")
$h_{T(a-k)}$ :	1.582 m (Pérdidas totales de energía en el tramo <sub>(a-k)</sub> )
$V_k^2/2g$ :	Carga de velocidad en la sección k (m)



Debido a que en el RAL la succión es ahogada, se desprecia la carga de velocidad, entonces:

$$H_b = Z_A - Z_B + V_A^2/2g + h_{T(a-k)}$$

$$H_b = 104.85 - 105.55 + 0.062 + 1.582$$

$$H_b = 0.944 \text{ m}$$

Comparando los resultados con las características de las bombas seleccionadas para alimentar los filtros prensa, se tiene:

Las características de las bombas son:

Carga total	= 1.5 m
Gasto medio de diseño	= 20 l/s
Tiempo de operación promedio	= 8 horas diarias c/u

Por lo que se observa que la bomba seleccionada operará sin ningún problema. Finalmente la potencia que la bomba suministra al sistema se calcula con la fórmula 5.4, y sustituyendo valores, la potencia nominal resulta:

$$P = 0.66 \text{ H.P.}$$

La potencia comercial del motor trifásico es:

$$P = 0.75 \text{ H.P.}$$

## 5.4 DESAGUADO

Como ya mencionó en el capítulo 2, los lodos desaguados son removidos mediante bandas transportadoras hacia tolvas elevadas para su descarga en camiones y su disposición final al relleno sanitario, mientras que el agua filtrada por los filtros prensa retorna hacia el pretratamiento por medio del drenaje sanitario de la planta. Por lo tanto, aquí es donde termina el análisis del funcionamiento hidráulico de la planta de tratamiento de aguas residuales.

Los volúmenes desaguados se resumen como sigue:

$$\begin{aligned} \text{Volumen de lodos desaguados} &= 167.2 \text{ m}^3 \text{ diarios (total)} \\ \text{Gasto de agua eliminada} &= 968.6 \text{ m}^3/\text{d (total)} \end{aligned}$$

## 5.5 POLIMERO Y SOLUCIÓN

Los lodos espesados son acondicionados por medio de la adición de polímero o polielectrolito líquido. Este aditivo químico se retiene en 3 tanques almacenadores de polímero TAP (figura 5.5), de donde es bombeado mediante unidades de diafragma a 4 tanques dosificadores de polímero químico DPQ, donde se mezcla con agua potable para después bombear la solución hacia los reactores de acondicionamiento de lodo RAL. Para efectuar adecuadamente la combinación de los elementos se cuenta con mezcladores mecánicos en los DPQ's y en los RAL.

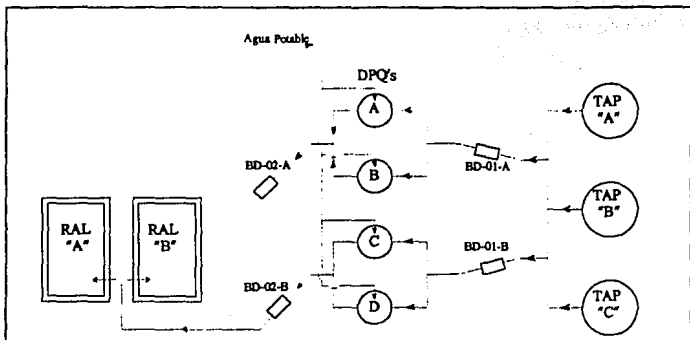


Figura 5.5 Disposición de la tubería que conduce la solución de polímero de los DPQ's hacia los RAL.

Finalmente sólo se mencionan las características de los equipos de bombeo (de polímero y solución dosificada) y de la tubería que conduce dichos fluidos, ya que los gastos, longitudes y alturas que se presentan son muy pequeños, por lo que no es necesario calcular pérdidas ni cargas de bombeo.

#### Tubería:

La tubería que conduce el polímero y la solución es PVC roscable tipo RD-13.5.

#### Bombeo de polielectrolito:

Equipo dosificador de líquidos tipo diafragma con capacidad de 37.9 l/h para dosificar polielectrolito en un rango de -9.5° a 82°C y descargando a una presión de 3.5 kg/cm<sup>2</sup>.

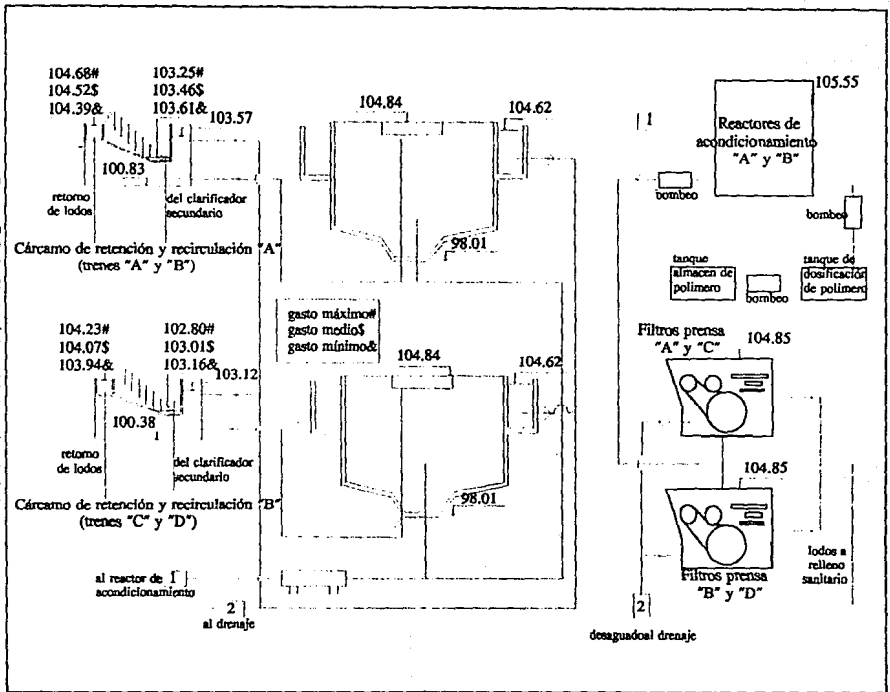
#### Bombeo de solución:

Equipo dosificador de líquidos tipo diafragma con capacidad de 787.4 l/h a una temperatura máxima de operación de 51° y descargando a una presión de 3.5 kg/cm<sup>2</sup>.

## 5.6 PERFIL HIDRÁULICO

En la figura 5.6 se muestra al igual que en los dos capítulos anteriores- el perfil hidráulico que desarrolla el agua a lo largo de la etapa en la cual se desechan los lodos, en el se observa el comportamiento del flujo y los niveles del agua en cada dispositivo.

Figura 5.6 Perfil hidráulico del desecho de lodos.



Dices que quieres un diamante en un anillo de oro,  
dices que quieres tu historia para que permanezca sin  
contar, todas las promesas que hicimos desde la niñez  
hasta la tumba, cuando todo lo que quiero eres tú.

Dices que me darás una antopista vacía, tesoros solo  
para contemplarlos y lucirlos, todas las riquezas de la  
noche,  
dices que me darás ojos en una luna que ciega, un río en  
tiempos de sequía, un puerto en la tempestad, todas las  
promesas que hacemos desde la niñez hasta la tumba,  
cuando todo lo que quiero eres tú.

Dices que quieres tu amor para consumirlo bien, para  
pasar la noche conmigo, dices que quieres un diamante en  
un anillo de oro, tu historia para que permanezca sin  
contar, que tu amor no crecerá frío, todas las promesas  
que rompemos desde la niñez hasta la tumba, cuando todo  
lo que quiero eres tú. Todo lo que quiero eres tú.

-Bono-

## CONCLUSIONES

Finalmente, después de realizar el análisis del funcionamiento hidráulico de la planta de tratamiento de aguas residuales, hay que dejar claro que existen varias formas de llevar a cabo dicho análisis, y por lo tanto, la forma elegida en este trabajo no es la única. Los procedimientos y métodos seleccionados para efectuar esta tesis se eligieron tomando como base que:

Este trabajo pretende proporcionar una visión práctica de un problema real.

Las teorías y fórmulas utilizadas en esta tesis son las enseñadas en la clase de hidráulica en las escuelas de ingeniería, por lo que cualquier estudiante del área -con un grado adecuado- puede entender sin ningún problema cualquier parte de ella.

Este trabajo, de ninguna manera pretende ser muy científico o teórico, por tal motivo los análisis se realizaron de la manera más práctica y sencilla que se pudo hacer, sin restarle veracidad y exactitud a los mismos.

Independientemente de la metodología y procedimientos seleccionados, hay que tener en cuenta que para que exista un buen funcionamiento en cualquier sistema hidráulico (captación, potabilización, abastecimiento, recolección o saneamiento de agua -sistema de tratamiento en nuestro caso), se deben considerar las variables más importantes que lo afectan directamente:

- Calidad del diseño.
- Control del sistema.
- Características del influente.

## Calidad del diseño

La calidad del diseño es de capital importancia, ya que éste es la base en la cual se apoya un buen funcionamiento hidráulico.

Para que exista un diseño adecuado es necesario definir claramente los resultados que se desean obtener, realizando un estudio general y completo del problema a resolver. Esto significa que el diseño se fundamenta en una serie de estudios previos que determinan las necesidades de la ingeniería por aplicar, es decir, que en función de los trabajos de campo (recopilación e interpretación de información relativa a: planos topográficos, prediales y de desarrollo urbano, censos y estimaciones de crecimiento demográfico, así como planes de desarrollo urbano; además de: muestreos y trabajos de laboratorio, de donde se obtienen los parámetros de diseño para la ingeniería básica de los sistemas de tratamiento), y del análisis conceptual técnico y económico (parte medular de la planeación del proyecto), se determina el sistema más conveniente para ajustar el diseño básico a las características de los equipos existentes, desarrollándose entonces el diseño ejecutivo o de detalle, donde se incluye -como ya se ha mencionado- el diseño hidráulico.

## Control del sistema

Se entiende por control del sistema de tratamiento la buena operación y el adecuado mantenimiento de este. La mayor parte de las operaciones de tratamiento deben estar sometidas a una supervisión constante. El control de una planta de tratamiento debe estar dirigida por personal calificado.

El funcionamiento hidráulico depende directamente del control de la planta de tratamiento, para que éste control se lleve a cabo hay que tomar en cuenta factores como: la competencia del personal, normas de calidad del agua, controles analíticos de laboratorio, aforos del caudal de agua, revisión de tiempos de regulación y retención en tanques, control en la aplicación de productos químicos; operación y mantenimiento de mecanismos, equipos y dispositivos tales como: válvulas y compuertas de control, rejillas, unidades de tratamiento, etc.; así como establecer guías o manuales de operación que garanticen la operación continua y correcta de la planta. El manual de operación más conveniente está constituido por una recopilación en hojas sueltas de las instrucciones de operación de todos los equipos y materiales auxiliares. También deben incluirse las recomendaciones y explicaciones del ingeniero consultor de los diseños y funciones de la planta.

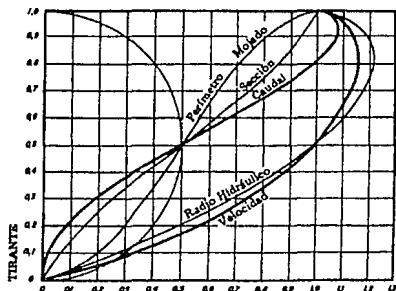
Se habla de calidad del diseño en términos de la evaluación de los resultados que se obtienen del proceso, tomando como base en el caso de un proceso de tratamiento de agua residual- las características del influente y del efluente, considerando que existe un adecuado control de la planta y que las características del influente permiten realizar la transformación de su calidad.

### Características del influente

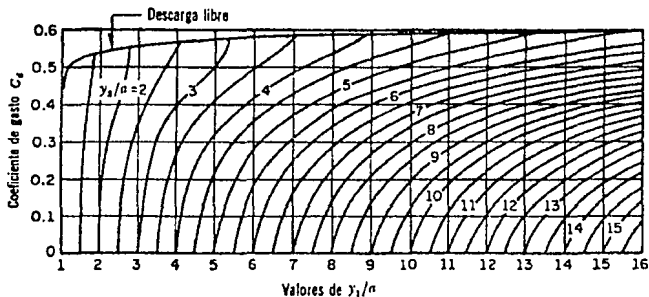
Las características del influente afectan en menor grado el funcionamiento hidráulico de la planta de tratamiento, ya que es obvio que el sistema de tratamiento ha sido diseñado con base al estudio previo del influente. Solo comentaremos que en caso de que las características del agua cruda cambiaran antes de entrar a la planta -algo poco probable, pero posible- se tendría que afectar el funcionamiento hidráulico -alterar tiempos de retención, regulación de volúmenes de agua, aberturas de válvulas y compuertas, etc.- en función de las observaciones que resulten de un estudio de laboratorio oportuno. También puede ocurrir que el control incorrecto de la planta modifique la eficiencia del tratamiento, y sea necesario corregir el funcionamiento hidráulico para cumplir con las normas establecidas en las leyes que rigen la calidad del agua tratada.

Concluimos así que la importancia del funcionamiento hidráulico en una planta de tratamiento, está íntimamente ligada a las diferentes variables expuestas anteriormente, y que no se puede evaluar aisladamente, sino por el contrario, para obtener un buen funcionamiento se deben de analizar en conjunto un grupo de actividades y acciones enfocadas a mantener la buena eficiencia en el sistema de tratamiento.

## Anexo A



RELACION ENTRE EL CAUDAL DADO Y EL CAUDAL A SECCION PLENA  
Gráfica 1. Elementos hidráulicos de la sección circular  
[Ref. 2].



Gráfica 2. Coeficientes de gasto de una compuerta plana vertical según Cofré y Buchheister [Ref.14].



Tabla 1. Coeficientes relativos para conductos parcialmente llenos (sección circular) [Ref. 2]

Tirante de agua	Área hidráulica	Perímetro mojado	Radio hidráulico	Velocidad	Gasto
$z_1 = y/r$	$z_2 = A/r^2$	$z_3 = P/r$	$z_4 = R/r$	$z_5 = V/[C(rS)^{0.50}]$	$z_6 = Q/[C(r^2S)^{0.50}]$
0.05	0.021	0.635	0.033	0.182	0.004
0.10	0.059	0.902	0.065	0.255	0.015
0.15	0.107	1.110	0.096	0.311	0.033
0.20	0.163	1.287	0.127	0.356	0.058
0.25	0.227	1.445	0.157	0.397	0.090
0.30	0.295	1.591	0.186	0.431	0.127
0.35	0.370	1.726	0.214	0.462	0.171
0.40	0.447	1.855	0.241	0.491	0.220
0.45	0.529	1.977	0.268	0.518	0.274
0.50	0.614	2.094	0.293	0.542	0.333
0.55	0.702	2.208	0.327	0.571	0.412
0.60	0.793	2.319	0.342	0.585	0.464
0.65	0.885	2.426	0.365	0.604	0.545
0.70	0.980	2.532	0.387	0.622	0.610
0.75	1.075	2.630	0.408	0.638	0.639
0.80	1.173	2.739	0.429	0.655	0.768
0.85	1.272	2.840	0.448	0.669	0.851
0.90	1.371	2.941	0.468	0.684	0.941
0.95	1.471	3.042	0.484	0.695	1.023
1.00	1.571	3.142	0.500	0.707	1.111
1.05	1.671	3.241	0.530	0.718	1.199
1.10	1.771	3.342	0.548	0.728	1.289
1.15	1.870	3.443	0.515	0.739	1.378
1.20	1.969	3.544	0.555	0.745	1.467
1.25	2.067	3.653	0.566	0.752	1.556
1.30	2.162	3.751	0.576	0.759	1.641
1.35	2.257	3.857	0.565	0.765	1.726
1.40	2.349	3.964	0.593	0.770	1.806
1.45	2.449	4.075	0.598	0.774	1.887

Tabla 1. Coeficientes relativos para conductos parcialmente llenos (sección circular) [Ref.2]  
(continuación)

Tirante de agua	Área hidráulica	Perímetro mojado	Radio hidráulico	Velocidad	Gasto
$z_1 = y/r$	$z_2 = A/r^2$	$z_3 = P/r$	$z_4 = R/r$	$z_5 = V / [C (rS)^{1/3}]$	$z_6 = Q / [C (r^3S)^{2/3}]$
1.50	2.528	4.189	0.603	0.777	1.963
1.55	2.613	4.307	0.607	0.779	2.035
1.60	2.694	4.428	0.608	0.780*	2.102
1.65	2.773	4.557	0.808	0.780	2.163
1.70	2.846	4.692	0.607	0.779	2.216
1.75	2.915	4.836	0.602	0.776	2.262
1.80	2.978	4.996	0.597	0.773	2.301
1.85	3.035	5.173	0.587	0.766	2.324**
1.90	3.082	5.361	0.573	0.757	2.355**
1.95	3.121	5.648	0.553	0.744	2.321
2.00	3.142	6.283	0.500	0.707	2.221

\*Máximo de velocidad  
\*\*Máximo de caudal

## Referencias

---

- [1] American Society of Civil Engineers, American Water Works Association, WATER TREATMENT PLANT DESIGN, Mc. Graw-Hill, 1990.
- [2] Azevedo N. J.M., MANUAL DE HIDRÁULICA, Trad. Acosta A. Guillermo, 6a. Edición, HARLA, 1975, México D.F.: 578 p.
- [3] Comisión Federal de Electricidad -Instituto de Investigaciones Eléctricas-, MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, Hidrotécnica: A.2.3 Conducciones a presión. Consejo editorial de la C.F.E., 1981, México D.F.: 165 p.
- [4] Comisión Federal de Electricidad -Instituto de Investigaciones Eléctricas-, MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, Hidrotécnica: A.2.9 Esguerrimiento a superficie libre. Consejo editorial de la C.F.E., 1981, México D.F.: 168 p.
- [5] División de Educación Continua -Facultad de Ingeniería U.N.A.M.-, APUNTES DEL CURSO "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y REUSOS", México D.F., 1990.
- [6] Franco V., APUNTES DE LA CLASE DE OBRAS HIDRÁULICAS, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 1988, México D.F.
- [7] Echavarría Alfaro Fco., APUNTES DE LA CLASE DE HIDRÁULICA I, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 1987, México D.F.
- [8] Fair, Geyer y Okun, PURIFICACIÓN DE AGUAS, TRATAMIENTO Y REMOCIÓN DE AGUAS RESIDUALES, 7A. Edición, LIMUSA, 1992, México D.F.
- [9] Mancebo del Castillo H., APUNTES DE LA CLASE DE HIDRÁULICA III, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 1988, México D.F.
- [10] Murguía Vaca E., EVALUACIÓN, EFECTOS Y SOLUCIÓN DE LA CONTAMINACIÓN DEL AGUA, Ed. del Autor, 1987, México D.F.: 147 p.
- [11] Richard H. French, HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS, Mc. Graw-Hill.: 724 p.
- [12] Sandoval Minero R., BASES PARA LA PLANEACIÓN Y LA IMPLANTACIÓN DEL REUSO URBANO-INDUSTRIAL DEL AGUA, Tesis, 1994, México D.F.: 164 p.
- [13] Sotelo Avila G., APUNTES DE HIDRÁULICA II, Facultad de ingeniería U.N.A.M., 1993, México D.F.: 508 p.
- [14] Sotelo Avila G., HIDRÁULICA GENERAL, Vol.1 Fundamentos, 8a. Edición, LIMUSA, 1985, México D.F.: 561 p.

- [15] The American Water Works Association, Inc., CONTROL DE CALIDAD Y TRATAMIENTO DEL AGUA, Mc. Graw-Hill, 1975.
- [16] Ven Te Chow, HIDRÁULICA DE LOS CANALES ABIERTOS, Diana, 1919.: 633 p.
- [17] Viscaino León L., APUNTES DE LA CLASE DE HIDRÁULICA II, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 1987, México D.F.