



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
Facultad de Ingeniería

01177

17

**HIDRAULICA APLICADA AL PROYECTO DE
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES**

ANTONIO RAMIREZ GONZALEZ

TESIS

**PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA**

**DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE**

**MAESTRO EN INGENIERIA
(AMBIENTAL)**

**CIUDAD UNIVERSITARIA
1 9 9 6**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas

Tesis Digitales

Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**A mis padres y hermanos;
José Luis Ramírez Sahagún
Guadalupe González Godínez (+)
María de Jesús
José Luis
Jorge
Margarita**

**A mi esposa, con mucho amor;
Rubí Margarita**

**Con cariño, a mi hija;
Gabriela**

**Al Dr. Pedro Martínez Pereda,
Por su conducción y apoyo para
lograr esta tesis.**

**A Silvia Padilla Muñoz,
Por su tiempo y dedicación
para darle forma al trabajo.**

**A Rolando Sánchez Magos,
Por la elaboración del material
gráfico y por su gran amistad.**

HIDRAULICA APLICADA AL PROYECTO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

INDICE

	Pág.
INTRODUCCION	1
OBJETIVO	5
JUSTIFICACION	5
ALCANCES	6
I. RECAPITULACION DE CONCEPTOS FUNDAMENTALES	7
I. 1 PROPIEDADES DEL AGUA	10
Densidad, Peso específico, Densidad relativa, Volumen específico, Viscosidad cinemática, Viscosidad dinámica, Presión de vapor, Presión media, Tensión superficial, Capilaridad	
I. 2 CARGA HIDRAULICA	16
Cargas estática, de velocidad, de fricción	
I. 3 LA ECUACION DE CONTINUIDAD	18
Gasto, área y velocidad	
I. 4 LA ECUACION DE BERNOULLI	22
Gradiente de energía y línea piezométrica	

II. METODOS DE CALCULOS HIDRAULICOS	26
II.1 METODOS APROXIMADOS	26
Recipiente y Cronómetro	26
Boquillas	30
Método California	32
II.2 METODOS BASADOS EN MODELOS MATEMATICOS	34
II.2.1 FLUJO EN TUBERIAS	34
Pérdidas de carga por fricción	37
Pérdidas locales	45
Flujo de lodos	53
Múltiples alimentadores	57
II.2.2 FLUJO EN CANALES ABIERTOS	74
Canales: rectangular, trapezoidal y circular	74
Canaletas rectangulares	81
El canal Parshall	84
Vertedores	96
- Rectangulares	98
- Triangulares	101
- Trapezoidales	104
- Proporcionales	105
- Compuestos	107
II.2.3 ORIFICIOS	119
- Orificios en canaletas recolectoras	119
- Portales de salida	122
- Orificios en canales distribuidores	125

III. MEDIDORES EN TUBERIAS A PRESION	134
IV BOMBEO EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	141
V. EJEMPLO DE APLICACION	160
Integración del perfil hidráulico de una planta de tratamiento de aguas residuales	160
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	195
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	199
BIBLIOGRAFIA GENERAL	200
ANEXOS	

INDICE DE TABLAS

	Pág.
A. Plantas de tratamiento de aguas residuales en operación en México	4
B. Principales procesos de tratamiento de aguas residuales en México y en EUA	4
I.1 Sinópsis histórica y principales personajes en el desarrollo de la hidráulica	8
I.2 Valores de la densidad y la viscosidad del agua	11
I.3 Gastos en tuberías comerciales para velocidades de 1, 1.5 y 2 m/s	21
II.1 Registro de datos y cálculo de gastos del ejemplo II.1	28
II.2 Dimensiones y capacidades de boquillas comerciales	31
II.3 Cálculo de gastos para una tubería de 500 mm (20") y diferentes tirantes por el método California	34
II.4 Coeficiente de rugosidad e para su utilización en la fórmula de Darcy-Weisbach	38
II.5 Coeficiente de rugosidad C para su utilización en la fórmula de Hazen-Williams	40
II.5.A Pérdidas de carga para tuberías de 200 mm (8") aplicando la fórmula Hazen-Williams	41
II.6 Coeficiente de rugosidad " n " para su utilización en la fórmula de Manning	42
II.7 Longitud equivalente, en metros, para válvulas de compuerta y codos de 90°	47
II.8 Valores del coeficiente " K " para diferentes piezas especiales	Anexo 1
II.9 Coeficiente " K " y longitud equivalente para diferentes piezas especiales	48
II.10 Datos del ejemplo II.9	49

I.11	Valores del coeficiente "C" modificado para flujo de lodos	53
II.12	Valores de los coeficientes Θ y ϕ	59
II.13	Cálculo de gastos en cada lateral por método iterativo	67
II.14	Cálculo de gastos para el ejemplo II.14	73
II.15	Secciones más comunes y relaciones geométricas en canales abiertos	77
II.16	Porcentaje de sumergencia en canales Parshall, sin afectar su funcionamiento	84
II.16.A	Dimensiones para construcción del Canal Parshall	86
II.17	Gastos mínimo y máximo recomendados para canales Parshall	87
II.18	Relación Q y H para $w = 3$ pulgadas de un canal Parshall	90
II.19	Gastos calculados del ejemplo II.18	91
II.20	Resumen de velocidades del ejemplo II.19	96
II.21	Valores mínimos y máximos de carga y gasto recomendados para vertedores rectangulares sin contracciones	99
II.22	Valores mínimos y máximos de carga y gasto recomendados para vertedores rectangulares con contracciones	101
II.23	Expresiones de cálculo para vertedores triangulares	102
II.24	Valores mínimos y máximos de carga y gasto, recomendados para vertedores triangulares	103
II.25	Valores mínimos y máximos de carga y gasto recomendados para vertedores trapezoidales Cipolletti	105
II.26	Datos para la construcción del vertedor proporcional	110
II.27	Relación de carga y gasto para el vertedor proporcional del ejemplo II.20	111
II.28	Coeficiente de descarga, CD, para orificios circulares de pared delgada	120

	Pág.
III.1 Ventajas y limitaciones de dispositivos "sensores" para medidores de flujo en tuberías a presión	138
III.2 Preferencias de uso de medidores de gasto en plantas de tratamiento de aguas residuales	140
IV.1 Aplicación de bombas en aguas residuales	142
IV.2 Capacidad de bombas centrífugas	143
IV.3 Características de diferentes bombas de desplazamiento positivo	145
IV.4 Bombas utilizadas en el tren de agua	149
IV.5 Bombas utilizadas en el tren de lodos	149
IV.6 Bombas utilizadas para natas y arenas	149

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
I.1 Definición de fluido	9
I.1.A Diagrama reológico	10
I.2 Relación entre peso específico y presión	12
I.3 Fenómenos debidos a tensión superficial	15
I.4 Capilaridad en tubos circulares de vidrio	16
I.5 Descripción de las cargas de posición, estática, de fricción y de bombeo	17
I.6 Representación de la ecuación de continuidad	19
I.7 Resultados del ejemplo I.1	22
I.8 Descripción de la ecuación de Bernoulli	24
I.9 Piezómetro	25
II.1 Método Recipiente-Cronómetro	26
II.2 Resultados del ejemplo II.2	29
II.3 Tipos de boquillas	30
II.4 Variables en el método California	32
II.5 Condiciones de descarga para el ejemplo II.4	33
II.6 Clasificación de flujos	35
II.7 Diagrama de Moody	36
II.8 Pérdida de carga local, por entrada	45
II.9 Nomograma de longitudes equivalentes para piezas especiales	46
II.10 Isométrico del ejemplo II.9	49
II.11 Datos del ejemplo II.10	51

	Pág.	
II.12	Datos del ejemplo II.12	56
II.13	Análisis de múltiples alimentadores	58
II.14	Datos del ejemplo II.13	62
II.15	Resultados del ejemplo II.13	68
II.16	Múltiple propuesto, ejemplo II.14	69
II.17	Resultados del ejemplo II.14	74
II.18	Flujo uniforme en canales abiertos	75
II.19	Flujo gradualmente variado en canales abiertos	75
II.19.A	Secciones mas utilizadas en canales abiertos	76
II.20	Datos y resultados del ejemplo II.15	80
II.21	Tirante crítico en canaletas rectangulares	52
II.22	Canaletas recolectoras del ejemplo II.16	83
II.23	Resultados del ejemplo II.16	84
II.24	Canal Parshall: geometría y dimensiones de elementos	85
II.25	Resultados del ejemplo II.17	89
II.26	Caida libre en vertedor proporcional	92
II.27	Variables en canal Parshall	92
II.28	Desarenador del ejemplo II.19	94
II.29	Vertedores	97
II.30	Clasificación de vertedores	98
II.31	Vertedor rectangular sin contracciones	98
II.32	Vertedor rectangular con contracciones	100

	Pág.
II.33 Vertedor triangular	102
II.34 Vertedor trapezoidal	104
II.35 Vertedor proporcional	105
II.36 Variables en vertedor proporcional	106
II.37 Vertedor compuesto	107
II.38 Vertedor proporcional del ejemplo II.20	108
II.39 Vertedor rectangular del ejemplo II.21	112
II.40 Sedimentadores secundarios del ejemplo II.23	114
II.41 Geometría propuesta	114
II.42 Resultados del ejemplo II.23	115
II.43 Resultados del ejemplo II.24	116
II.44 Vertedor compuesto del ejemplo II.25	117
II.45 Resultados del ejemplo II.25	118
II.46 Canaleta de recolección con orificios	119
II.47 Diferencia de niveles en canaletas con descarga libre o ahogada	120
II.48 Datos del ejemplo II.26	121
II.49 Portales de salida	122
II.50 Detalle del portal de salida	123
II.51 Resultados del ejemplo II.27	125
II.52 Canales distribuidores con orificios	125
II.53 Variables en canales distribuidores con orificios	126
II.54 Factor "F" por entrada al canal alimentador	127

	Pág.	
II.54.A	Resultados del ejemplo II.28	131
III.1	Medidor Venturi	135
III.2	Medidor magnético	137
III.3	Totalizador de gasto	140
IV.1	Bomba centrífuga vertical	143
IV.2	Bomba sumergible	145
IV.3	Bomba de desplazamiento positivo tipo diafragma	146
IV.4	Bomba de tornillo cerrada	147
IV.5	Bomba de impulsión de aire	148
IV.6	Pérdidas de carga en un sistema de bombeo	151
IV.7	Datos del ejemplo IV.1	156
V.1	Diagrama de flujo y perfil hidráulico	162
V.2	Perfiles hidráulicos para diferentes procesos	163
V.3	Criterio conservador de diseño	164
V.3.A	Criterio no conservador de diseño	165
V.4	Diagrama de flujo del ejemplo de aplicación	167
V.5	Desarenador y cárcamo de bombeo	169
V.6	Caja partidora 1 y sedimentador primario	170
V.7	Cota de arranque de cálculos hidráulicos	171
V.8	Vertedor triangular para el sedimentador primario con resultados	172
V.8.A	Cálculo de portales de salida del sedimentador primario	172

		Pág.
V.9	Datos y resultados del sedimentador primario a la caja partidora 2	175
V.10	Datos y resultados de la caja partidora 2 al tanque de aeración	176
V.11	Datos y resultados del tanque de aeración al sedimentador secundario	177
V.12	Datos y resultados del sedimentador secundario al tanque de contacto de cloro	181
V.12.A	Datos y resultados del canal Parshall en el tanque de contacto de cloro	182
V.13	Datos y resultados del tanque de contacto de cloro a la descarga	184
V.14	Bombeo de agua cruda a la caja partidora 1	186
V.15	Bombeo de recirculación	188
V.16	Perfil hidráulico del tren de agua para el ejemplo de aplicación	194

INDICE DE GRAFICAS

	Pág.
II.1.A. Pérdidas de carga para tuberías de 150 mm (6") y operación rutinaria de lodos	Anexo 2
II.1.B. Pérdidas de carga para tuberías de 200 mm (8") y operación rutinaria de lodos	Anexo 2
II.1.C. Pérdidas de carga para tuberías de 150 mm (6"), caso mas desfavorable en operación de lodos	Anexo 2
II.1.D. Pérdidas de carga para tuberías de 200 mm (8"), caso mas desfavorable en operación de lodos	Anexo 2
II.2. Curvas para determinar el tirante normal aplicando la fórmula de Manning	79
IV.1. Curva de cargas del sistema de bombeo	152
IV.2. Curva de operación del sistema de bombeo	152
IV.3. Curvas características para una bomba	153
IV.4. Bomba centrífuga a diferentes velocidades de rotación	154
IV.5. Curva de cargas del sistema del ejemplo IV.1	158

INTRODUCCION.

El desarrollo de la ingeniería sanitaria a través de la historia, ha sido gradual, de acuerdo a las necesidades de abastecimiento de agua, recolección y tratamiento de las aguas residuales. Así, tenemos la aplicación empírica de conducciones y tratamientos de agua en épocas tan antiguas como los vestigios encontrados en inscripciones egipcias donde se observa la sedimentación y la filtración; los romanos utilizaban la aluminita de Italia como coagulante, la filtración doble y triple y los grandes acueductos mundialmente conocidos.

Ya en épocas más recientes, se observa el desarrollo acelerado de esta ciencia multidisciplinaria, los avances en otras ciencias como la medicina, la biología, la hidráulica, la química, así como en la fabricación de tuberías y materiales diversos de construcción, permiten la investigación de fenómenos naturales de autopurificación, simulados en laboratorio y en modelos a pequeña escala.

La conducción o alejamiento de las aguas residuales de las poblaciones ha sufrido una serie de transformaciones con el tiempo. Inicialmente se llevaban por canales a cielo abierto, siguiendo la topografía del terreno, hasta llegar al arroyo o cuerpo receptor más cercano. Posteriormente las conducciones fueron enterradas con la particularidad, en muchos casos, de conducir aguas residuales conjuntamente con aguas pluviales dando lugar a los drenajes combinados. La práctica actual se enfoca a tener alcantarillados separados, esto es, la diferenciación de alcantarillados sanitarios y alcantarillados pluviales y en algunos casos alcantarillados industriales, para facilitar el tratamiento y disposición de acuerdo al origen del agua residual.

En cuanto al tratamiento de las aguas residuales, la relación entre disposición de desechos y enfermedades humanas, aceleró su desarrollo como una respuesta de protección a la salud pública. Así, el tratamiento de las aguas residuales emergió a finales del siglo XIX, apareciendo los procesos biológicos de tratamiento como los tanques "Imhoff", las lagunas de estabilización, los filtros rociadores y los lodos activados. Aparece también la aplicación de cloro como desinfectante.

La investigación de los procesos biológicos de tratamiento para simular y acelerar los fenómenos naturales similares a la autopurificación de las corrientes, con la remoción principalmente de materia orgánica y sólidos suspendidos, mediante procesos controlados, han llevado a las teorías de diseño racional de los procesos de biomasa fija y biomasa suspendida que son comúnmente conocidos como filtros rociadores y biodiscos en el primer caso y lodos activados con todas sus variantes, en el segundo. Los sistemas de tratamiento de lagunas de estabilización

que se clasifican aparte, también han sido objeto de numerosas investigaciones.

Para tener una idea del número, tipo y capacidad de las plantas de tratamiento de aguas residuales y poder imaginar la variación del manejo hidráulico, según el gasto y tipo de planta se presentan las tablas A y B que muestran los inventarios de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales y los procesos de tratamiento de uso mas comun en nuestro país y en los Estados Unidos de América respectivamente, ahí mismo, se observan las tendencias futuras de los procesos de tratamiento. Esta comparación es meramente indicativa de la necesidad del tratamiento de aguas residuales en México y de la diversidad de procesos que se usan actualmente.

El conocimiento de los distintos procesos de tratamiento existentes de uso común, nos permitirá entender de mejor manera el manejo hidráulico en cada uno de ellos; así, podemos observar particularidades hidráulicas en cada unidad de proceso como son: desarenadores, cárcamos de bombeo, sedimentadores primarios, reactores biológicos, sedimentadores secundarios, tanques de contacto de cloro y estructuras de descarga, en el tren de agua y, extracción de lodos de los sedimentadores, espesadores, estabilización, secado y disposición final, así como el manejo de los sobrenadantes de las unidades, en el tren de lodos.

A pesar de la diversidad de procesos de tratamiento y de operaciones unitarias, las estructuras hidráulicas que se requieren para la conducción y control del agua que pasa a través de las plantas de tratamiento pueden ser similares, independientemente del proceso utilizado. Así, tenemos el uso de tuberías, piezas especiales, canales, canaletas, orificios, múltiples alimentadores y vertedores de diversas formas.

El entendimiento del funcionamiento y los procedimientos de cálculo de estas estructuras hidráulicas, nos permitirán controlar los flujos mínimo, medio y máximo que pasarán a través de ellas. Algunas de estas estructuras son conocidas como "estructuras de control" porque su diseño permite tener puntos conocidos dentro del perfil hidráulico, lo que normalmente se logra con el uso de vertedores.

El diseño de las plantas de tratamiento de aguas residuales involucra actividades típicas de diferentes especialidades como son los proyectos: funcional, hidráulico, bioquímico, estructural, arquitectónico y electromecánico. Cada uno de estos segmentos del diseño, debe realizarse correctamente para que la planta sea funcional y logre la eficiencia de tratamiento para la que fué concebida a lo largo de su periodo útil.

La mayor parte de los cursos de ingeniería sanitaria y ambiental, enfatizan el conocimiento de los procesos y operaciones de tratamiento, sus variables y su control, con la finalidad de preparar al estudiante para realizar el proyecto funcional, además, existe una amplia bibliografía sobre procesos de tratamiento, cosa que no ocurre con los aspectos de la hidráulica aplicada específicamente a plantas de tratamiento.

La hidráulica que normalmente se imparte en las carreras de ingeniería ambiental, cubre solo aspectos particulares de un proceso. Por ejemplo en la filtración rápida en arena usualmente no se considera la hidráulica de la planta de tratamiento en su conjunto, la cual debe incluir desde la estructura de entrada hasta la estructura de salida pasando por las interconexiones y por las unidades de proceso, todo esto servirá para definir a nuestra conveniencia el perfil hidráulico de la planta.

Así, observamos que el ingeniero ambiental en general, no está suficientemente familiarizado con el diseño hidráulico de las plantas de tratamiento y debe tener al menos los conocimientos básicos de la hidráulica y sus aplicaciones, pues además de ser factor que afecta algunos procesos de tratamiento, como por ejemplo, la alimentación del reactor o la entrada al sedimentador, es importante en la economía de la planta. Con un diseño hidráulico adecuado se optimizan, entre otros, los costos de energía por bombeo y los costos de construcción por el desplante de las unidades y por el arreglo de tuberías.

El estudio formal de la mecánica de fluidos es largo y de aplicación muy amplia y diversa, generalmente a problemas de hidráulica. Este trabajo pretende ser un compendio de aplicación práctica y directa a la solución de problemas hidráulicos que se presentan comúnmente en plantas de tratamiento de aguas residuales y puede ser de utilidad como material de consulta y guía para estudiantes y para profesionales involucrados en los proyectos de plantas de tratamiento de aguas residuales.

TABLA A. PLANTAS Y PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN MEXICO (REF. 1)

TIPO DE PROCESO	EN PROYECTO, OPERACION Y CONSTRUCCION
Aeración a contracorriente	2
Aeración extendida	7
Avanzado	3
Discos biológicos	5
Filtros biológicos	24
Lodos activados	133
Lagunas aeradas	13
Lagunas de estabilización	305
Reactor anaerobio de flujo ascendente	4
Tanque Imhoff	22
Tratamiento primario	10
Tratamiento primario avanzado	1
Zanjas de oxidación	15
Desconocido	33
Total	577

TABLA B. PLANTAS Y PRINCIPALES PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN E.U.A (REF. 2)

TIPO DE PROCESO	EN OPERACION		EN PROYECTO	
	NUMERO Y GASTO (m ³ /s)		NUMERO Y GASTO (m ³ /s)	
Lagunas de estabilización	5298	137	2783	5
Lagunas aeradas	1368	66	1494	6
Filtros rociadores	2463	278	107	18
Biodiscos	347	41	276	19
Lodos activados	5690	1197	2585	119
Zanjas de oxidación	741	22	474	6
Remoción biológica, nitrificación	860	276	1533	111
Denitrificación	40	10	42	16
Remoción de fósforo	18	10	9	2
Lodos activados con oxígeno puro	240	254	20	66
Total	7065	2291	9323	368

OBJETIVO DE ESTE TRABAJO.

Contar con un compendio integrado de los métodos para los cálculos hidráulicos en base a experiencias prácticas en plantas de tratamiento de aguas residuales, que operan satisfactoriamente.

JUSTIFICACION.

Dentro de los esfuerzos para el control de la contaminación del agua, en nuestro país, se incluyen, entre otras acciones, los proyectos, la construcción y la operación de plantas de tratamiento de aguas residuales. En los últimos años se han construido plantas de tratamiento de diferentes capacidades, desde pequeñas plantas para unidades habitacionales, hasta plantas para grandes poblaciones, del orden de 2000 litros por segundo o más. El panorama futuro en este sentido es positivo, se tienen en fase de proyecto una serie de plantas de gran tamaño para las ciudades más importantes del país, así como para todas las ciudades de la franja fronteriza norte. Además, la legislación contempla el control de todas las descargas de aguas residuales industriales y municipales que obliga a la construcción de plantas de tratamiento. Esto demanda una gran actividad para conocer con precisión los caudales de aguas residuales que se generan en un rango muy amplio, lo que hace necesario que se tenga a disposición, para su aplicación inmediata los distintos procedimientos para conocer estas variaciones.

Este campo ahora tan fértil, atrae a profesionistas con diferentes formaciones a participar en los diseños y proyectos de plantas de tratamiento de aguas residuales, generalmente carentes de preparación, sin los conocimientos básicos de ingeniería sanitaria y ambiental, especialmente en temas específicos como la hidráulica aplicada a dichos proyectos.

Los diseños funcionales, dentro de los proyectos ejecutivos de las plantas de tratamiento de aguas residuales, incluyen los cálculos hidráulicos para dimensionar tuberías, canales, canaletas, vertedores y seleccionar dispositivos hidráulicos y equipos de bombeo. Con los resultados de este trabajo es posible definir detalladamente el perfil hidráulico de la planta de tratamiento, tanto en el tren de agua como en el tren de lodos; en ocasiones los proyectistas, por desconocimiento soslayan estos cálculos, que pueden ser muy simples, y que, por otro lado pueden tener graves consecuencias en el funcionamiento hidráulico de las plantas. Las experiencias han mostrado que los diseños hidráulicos deficientes han conducido, frecuentemente a rehabilitaciones costosas e incluso al abandono de las instalaciones.

La necesidad del conocimiento de las aplicaciones prácticas de la hidráulica en el campo de la ingeniería sanitaria y ambiental, prescindiendo de demostraciones y desarrollos matemáticos complicados, ha sido y es una realidad que pretende cubrirse, en lo posible, con esta tesis, dirigida a profesionales y estudiantes de diversas formaciones que incursionan en el estudio de la ingeniería sanitaria y de la ingeniería ambiental, y en particular al proyecto de plantas de tratamiento de aguas residuales.

ALCANCES.

Dentro de la ingeniería civil, la hidráulica es una disciplina muy importante que se estudia a fondo en programas de maestría y doctorado, esta visión tan amplia nos conduce a pensar en que debemos limitar los temas y la profundidad requerida para cubrir de la mejor manera el objetivo de este trabajo.

La parte básica de la teoría se cubre a través de una recapitulación de los conceptos fundamentales de la hidráulica, como son; las propiedades del agua, los diferentes tipos de cargas (de velocidad, estática, de presión y de bombeo) y las ecuaciones básicas, todo esto de una manera sencilla para sentar las bases de los cálculos hidráulicos de las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Los fundamentos teóricos se consolidan a través de la aplicación en el cálculo de pérdidas de carga en tuberías y piezas especiales, dimensionamiento de vertedores, selección de canales Parshall, diseño de canaletas recolectoras, múltiples alimentadores y orificios.

Los temas de medidores en tuberías a presión y bombeo en plantas de tratamiento de aguas residuales, se tratan de manera general por ser un material complementario, para cubrir algunos aspectos que son importantes en el proyecto hidráulico.

Finalmente se muestran algunos perfiles hidráulicos típicos y un ejemplo de aplicación en el que de una manera metodológica, se aplican los métodos hidráulicos para el cálculo de estos perfiles.

I. RECAPITULACION DE CONCEPTOS FUNDAMENTALES.

La mecánica de fluidos se divide en tres grandes áreas: la estática, que es el estudio de la mecánica de fluidos en reposo; la cinemática, que se involucra con la velocidad y flujos de corriente sin considerar fuerzas y energía y, la hidrodinámica, que se refiere a las relaciones entre las velocidades y aceleraciones de las fuerzas liberadas por los fluidos en movimiento.

La hidrodinámica clásica se basa en modelos matemáticos que funcionan con fluidos ideales, imaginarios, sin fricción; el resultado de estos modelos, sin considerar las propiedades reales de los fluidos, tienen poco valor práctico. Así, los ingenieros se dedicaron a la experimentación y de ahí surgió el desarrollo de fórmulas empíricas, las cuales dieron respuesta a los problemas prácticos, esta inclinación de la ciencia fué denominada hidráulica.

La hidráulica empírica se refirió fundamentalmente al agua, con alcances limitados; posteriormente, con el desarrollo de la aeronáutica, la ingeniería química y la industria petrolera, se llegó a la combinación de la hidrodinámica clásica con el estudio de fluidos reales. Esto dió origen a la mecánica de fluidos.

Los datos experimentales se usaron para verificar teorías o para proporcionar información adicional al análisis matemático; el producto final, es una estructura con principios básicos de mecánica de fluidos, que puede aplicarse a la solución de problemas prácticos con un enfoque ingenieril.

La hidrodinámica "perfecta" se desarrolló con el nacimiento del cálculo diferencial, en el siglo XVIII; cinco grandes matemáticos: Bernoulli, Clairaut, D'Alembert, Lagrange y Euler, lograron este desarrollo sin llegar a resultados prácticos. El técnico hidráulico desarrolló una multitud de fórmulas empíricas para resolver sus problemas reales sin tener bases teóricas. Reynolds, buscó y encontró apoyo experimental para sus teorías, Froude buscó la base física de sus experimentos y, Prandtl, elaboró la síntesis entre la hidráulica práctica y la hidrodinámica teórica. (Ref. 3).

La tabla I.1 muestra los personajes que han contribuido al desarrollo de la hidráulica y sus principales aportaciones.

**TABLA I.1 PRINCIPALES PERSONAJES EN LA HISTORIA DEL
DESARROLLO DE LA HIDRAULICA (REF. 3)**

NOMBRE	FECHA	APORTACION A LA HIDRAULICA
1. Arquímedes	287-212 a.c.	Leyes de la flotación.
2. Leonardo Da Vinci	1452-1519	Ecuación de continuidad. Estudios sobre configuraciones de flujos. Sugerencias de diseños de máquinas hidráulicas.
3. Torricelli	1608-1647	Salida por un orificio. Relación entre la altura y la presión atmosférica.
4. Pascal	1623-1662	Ley de Pascal, fundamental en las transmisiones y controles hidráulicos.
5. Newton	1642-1726	Ley de la viscosidad dinámica. Semejanza de modelos.
6. Bernoulli	1700-1782	Teorema de Bernoulli.
7. Euler	1707-1783	El mayor genio matemático de la hidrodinámica. Ecuaciones diferenciales del movimiento del fluido perfecto. Formulación del teorema de Bernoulli. Teorema fundamental de las turbomáquinas.
8. D'Alembert	1717-1783	Ecuación diferencial de continuidad. Paradoja de D'Alembert.
9. Chezy	1718-1798	Fórmula de Chezy de la velocidad media de la corriente en un canal. Semejanza de modelos en canales.
10. Lagrange	1736-1813	Función potencial y función de corriente.
11. Venturi	1746-1822	Flujo en embocaduras y contracciones. Medidor de Venturi.
12. Fourneyron	1802-1867	Diseño de la primera turbina hidráulica práctica.
13. Poiseuille	1799-1869	Resistencia en tubos capilares. Ecuación de Poiseuille.
14. Weisbach	1806-1871	Fórmula de resistencia en tuberías. Ecuaciones de vertederos.
15. Froude	1810-1879	Ley de semejanza de Froude.
16. Navier y 17. Stokes	1785-1836 1819-1903	Ecuaciones diferenciales de Navier-Stokes del movimiento de los fluidos viscosos.
18. Reynolds	1842-1912	Distinción entre flujo laminar y turbulento. Número de Reynolds.
19. Bazin	1829-1917	Estudio de vertederos.
20. Joukowski	1847-1921	Estudios de golpe de ariete. Perfiles aerodinámicos de Joukowski.
21. Lanchester	1868-1945	Circulación causa de la sustentación. Torbellinos de herradura, causa de arraste inducido.
22. Prandtl	1875-1953	Teoría de la capa límite. Fundador de la moderna mecánica de fluidos.

Fluido.

Un fluido es una sustancia que se deforma continuamente cuando se le sujeta a un esfuerzo cortante. Esta definición se puede ejemplificar con dos placas paralelas y una sustancia colocada entre ellas, una de las placas esta fija y a la otra se le aplica una fuerza F que la hace moverse con velocidad constante. El fluido en inmediato contacto con una frontera sólida, tiene la misma velocidad que la frontera; es decir, no existe deslizamiento sobre esta última (figura I.1).

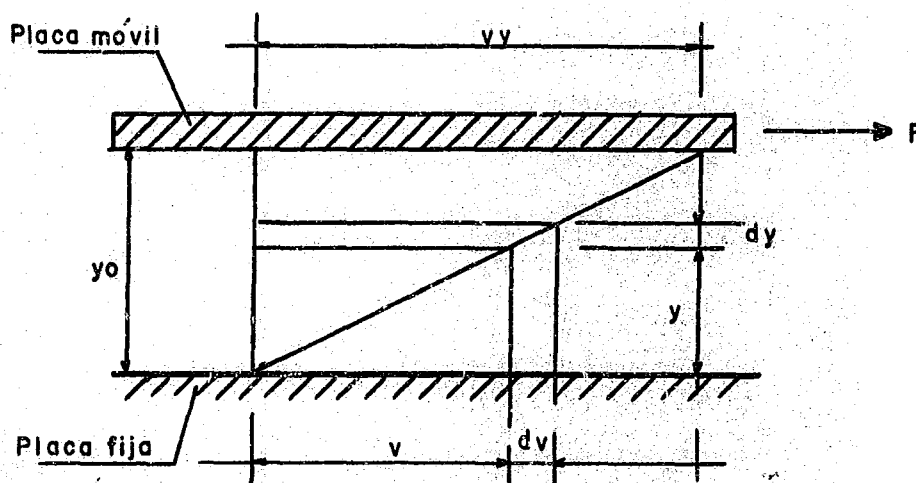


Figura I.1 Definición de fluido.

Para comprender mejor la definición anterior, compararemos un sólido y un fluido. Las moléculas de los sólidos están más cerca una de otra que las de un fluido, las fuerzas de atracción entre las moléculas de los sólidos son tan grandes que tienden a conservar su forma, en los fluidos estas fuerzas son mucho menores. Los fluidos se clasifican en líquidos y gases: los líquidos ofrecen gran resistencia al cambio de volumen pero no de forma; los gases ofrecen poca resistencia al cambio de volumen y de forma, así, el comportamiento de líquidos y gases es análogo en conductos cerrados (tuberías), pero no en conductos abiertos (canales), ya que solo los líquidos son capaces de crear una superficie libre.

Los fluidos se pueden clasificar como newtonianos, no newtonianos, plástico ideal y sustancias tixotrópicas, de acuerdo con el diagrama reológico de la figura I.1.A. Esta clasificación se deriva de la aplicación de un esfuerzo cortante y la rapidez de deformación del fluido. Los gases y los líquidos delgados como el agua son fluidos newtonianos.

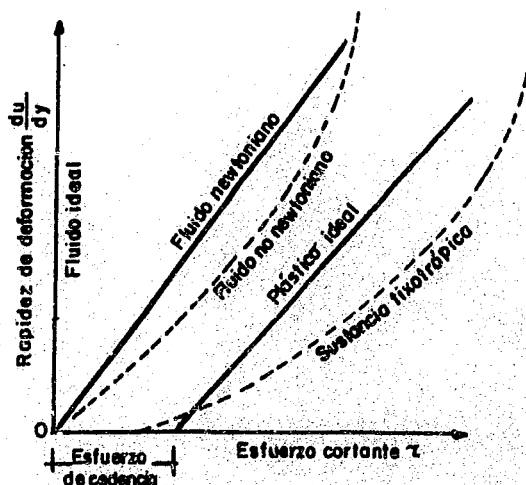


Figura I.1.A Diagrama reológico.

En este trabajo nos referiremos principalmente a los líquidos y en particular a las aguas residuales con pequeñas concentraciones de sólidos en suspensión.

I.1 PROPIEDADES DEL AGUA.

El conocimiento de las propiedades del agua es fundamental para conocer su comportamiento. A continuación se presentan en forma condensada las propiedades fundamentales.

Densidad.

Generalmente se expresa con la letra, ρ , y representa la masa del fluido contenida en la unidad de volumen, la densidad de los líquidos depende de la temperatura y es prácticamente independiente de la presión, por esta razón, los líquidos se consideran incompresibles. La tabla I.2 presenta valores de densidad del agua a diferentes temperaturas. Un valor de uso común en ingeniería sanitaria es, $\rho = 102 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$ (Presión atmosférica y 4°C).

**TABLA I.2 VALORES DE LA DENSIDAD Y DE LA VISCOSIDAD
DEL AGUA**

TEMPERATURA °C	DENSIDAD kg · s ³ /m ⁴	VISCOSIDAD	
		ABSOLUTA kg · s/m ²	CINEMATICA m ² /s x 10 ⁻⁷
0	101.92	0.0001792	17.58
1	101.93	0.0001732	16.99
2	101.93	0.0001674	16.42
3	101.94	0.0001619	15.88
4	101.94	0.0001568	15.38
5	101.94	0.0001519	14.90
6	101.93	0.0001473	14.45
7	101.93	0.0001429	14.02
8	101.92	0.0001387	13.61
9	101.92	0.0001348	13.23
10	101.91	0.0001310	12.85
11	101.90	0.0001274	12.50
12	101.89	0.0001240	12.17
13	101.88	0.0001206	11.84
14	101.86	0.0001176	11.55
15	101.85	0.0001146	11.25
16	101.83	0.0001117	10.97
17	101.81	0.0001089	10.70
18	101.80	0.0001061	10.42
19	101.78	0.0001036	10.18
20	101.76	0.0001010	9.93
21	101.73	0.0000986	9.69
22	101.71	0.0000963	9.47
23	101.70	0.0000940	9.24
24	101.66	0.0000919	9.04
25	101.64	0.0000897	8.83
26	101.61	0.0000877	8.63
27	101.58	0.0000858	8.45
28	101.55	0.0000839	8.26

Peso específico.

Normalmente expresado con la letra, γ . Esta propiedad está estrechamente relacionada con la densidad y representa el peso del fluido por unidad de volumen. Ambas propiedades se relacionan mediante la expresión:

$$\gamma = \rho g \quad (I.1)$$

Donde: γ = Peso específico, (kg/m^3)
 ρ = Densidad, ($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)
 g = Constante de aceleración por la gravedad, (m/s^2)

Que es la aplicación de la segunda ley de Newton. Esta propiedad es muy utilizada en líquidos en reposo ya que de ella se derivan las presiones en cualquier punto, (figura I.2). Para fines prácticos: $\gamma_{\text{agua}} = 1000 \text{ kg}/\text{m}^3$ (condiciones estándar)

$$p = \gamma h \quad (I.2)$$

$$h = \frac{p}{\gamma} \quad (I.3)$$

Donde: p = Presión en un punto del fluido, (kg/m^2)
 h = Altura del líquido por encima del punto, (m)
 γ = Peso específico del líquido, (kg/m^3)

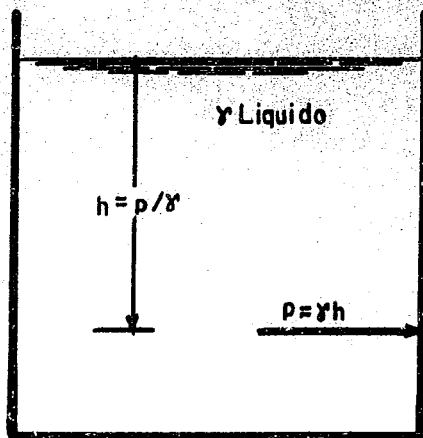


Figura I.2 Relación entre peso específico y presión.

Densidad relativa.

Es la relación de densidades de otros fluidos con respecto a la del agua; así tenemos:

$$\delta = \frac{\rho_{\text{fluido}}}{\rho_{\text{agua}}} = \frac{\gamma_{\text{fluido}}}{\gamma_{\text{agua}}} \quad (1.4)$$

Donde: δ = Densidad relativa, (adimensional)
 ρ = Densidad, ($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)
 γ = Peso específico, (kg/m^3)

Volumen específico.

Es el recíproco de la densidad:

$$V_s = \frac{1}{\rho} \quad (1.5)$$

Donde: V_s = Volumen específico, ($\text{m}^4/(\text{kg} \cdot \text{s}^2)$)
 ρ = Densidad, ($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)

Viscosidad absoluta o dinámica.

Es una medida de la resistencia del fluido al esfuerzo cortante (a fluir). La cohesión e interacción de las moléculas del fluido son la causa predominante de la viscosidad. Las melazas y el alquitrán tienen alta viscosidad mientras que el agua y el aire tienen viscosidades pequeñas. La temperatura afecta la viscosidad; por ejemplo, para el agua, a mayor temperatura menor viscosidad. Para presiones ordinarias se considera independiente de la presión. Generalmente se representa con la letra, μ . Las unidades son $\text{kg} \cdot \text{s}/\text{m}^2$.

Viscosidad cinemática.

La viscosidad descrita en el párrafo anterior, conocida como viscosidad absoluta o dinámica, se diferencia de la viscosidad cinemática, ν , que es el cociente de la viscosidad dinámica entre la densidad del fluido. Las unidades son m^2/s .

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (1.6)$$

Donde: ν = Viscosidad cinemática, (m^2/s)
 μ = Viscosidad absoluta o dinámica, ($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)
 ρ = Densidad, ($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)

Esta expresión se utiliza para el cálculo del número de Reynolds, el cual se define por medio de la expresión:

$$R = \frac{V D}{\nu} \quad (1.7)$$

Donde: R = Número de Reynolds, (adimensional)
 V = Velocidad del fluido, (m/s)
 D = Diámetro de la tubería de conducción, (m)
 ν = Viscosidad cinemática, (m^2/s)

La tabla I.2 presenta valores de la densidad y de las viscosidades absoluta y cinemática para agua a diferentes temperaturas.

Presión de vapor.

Todos los líquidos tienden a evaporarse, las moléculas escapan hacia el medio por encima de la superficie del líquido, si existe aire en este medio, se presentará una presión parcial de aire que se suma a la del vapor de agua.

La presión parcial del vapor es precisamente la presión de vaporización del líquido, las moléculas que dejan al líquido dan lugar a esta presión.

La importancia de esta propiedad radica en fenómenos que se presentan cuando en el caso de escurrimiento de líquidos es posible que se produzcan presiones bajas en determinados puntos del sistema, en tales circunstancias, las presiones serán iguales o menores a las presiones de vapor del líquido, en este caso, el líquido se evapora instantáneamente produciendo el fenómeno de cavitación.

Presión media.

La presión media en un fluido es la fuerza normal que actúa sobre una superficie plana, dividida entre el área de la superficie. Los líquidos pueden soportar presiones de compresión muy grandes pero normalmente son incapaces de soportar esfuerzos de tensión. La presión tiene unidades de fuerza entre área y puede expresarse también como la altura de columna equivalente de algún fluido, en nuestro caso de agua.

$$p = \frac{F}{A} \quad (1.8)$$

Donde: p = Presión, (kg/m²)
 F = Fuerza, (kg)
 A = Área, (m²)

Tensión superficial.

La tensión superficial se debe a la formación de una película en la interfase del líquido y el aire (en ocasiones entre dos líquidos inmiscibles), debido a la atracción molecular debajo de la superficie del líquido. Esta propiedad la podemos observar cuando una aguja flota en un líquido o en el menisco que se forma en un tubo que contiene a un líquido (figura I.3).

Capilaridad.

La atracción capilar se presenta por la acción combinada de la tensión superficial y el valor relativo de fuerzas de adhesión entre líquido y sólido y fuerzas de cohesión en el líquido. La tensión superficial ocasiona que el líquido suba a través de cualquier tubo vertical de diámetro pequeño que se encuentre parcialmente sumergido en el líquido (figura I.4).

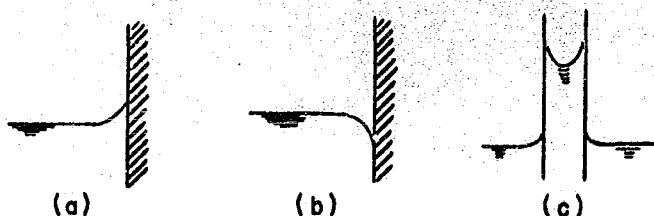


Figura II.3 Fenómenos debidos a la tensión superficial: (a) contacto entre agua y vidrio; (b) contacto entre mercurio vidrio; (c) elevación capilar.

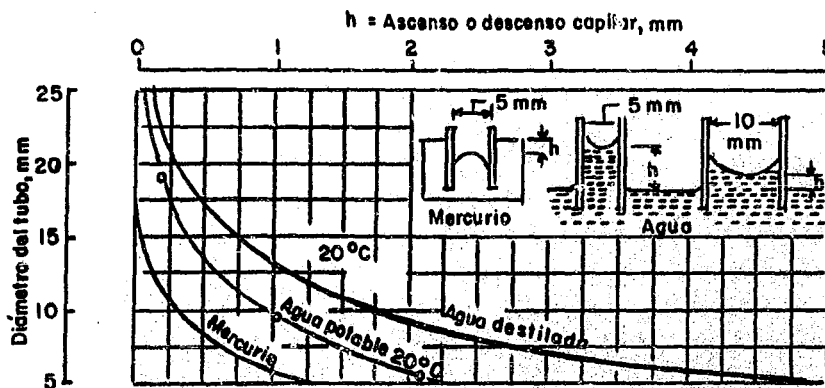


Figura I.4 Capilaridad en tubos circulares de vidrio.

I.2 CARGA HIDRAULICA.

Los cálculos de carga hidráulica se pueden clasificar en tres tipos: carga estática, carga de velocidad y carga por fricción y/o turbulencia (Ver figura I.5).

La *carga estática* o de elevación, considerada en la selección de bombas, representa la energía potencial, medida por la diferencia en elevación entre el nivel mínimo del líquido en el cárcamo de bombeo y la elevación de la superficie del agua o el punto más alto de la tubería de conducción, la cual será mayor a la elevación de la estructura receptora del agua bombeada, normalmente se representa con la letra *z*.

$$h_e = z_1 - z_2 \quad (I.9)$$

Donde:

- h_e = Carga estática, (m)
- z_1 = Elevación del punto 1, (m)
- z_2 = Elevación del punto 2, (m)

La *carga de velocidad* representa la energía dinámica o cinética que resulta al ponerse el líquido en movimiento, cuando la velocidad del flujo disminuye o se detiene, se convierte en carga estática y cuando la velocidad se incrementa, una parte de la carga estática se convierte en carga de velocidad. Se representa con la expresión:

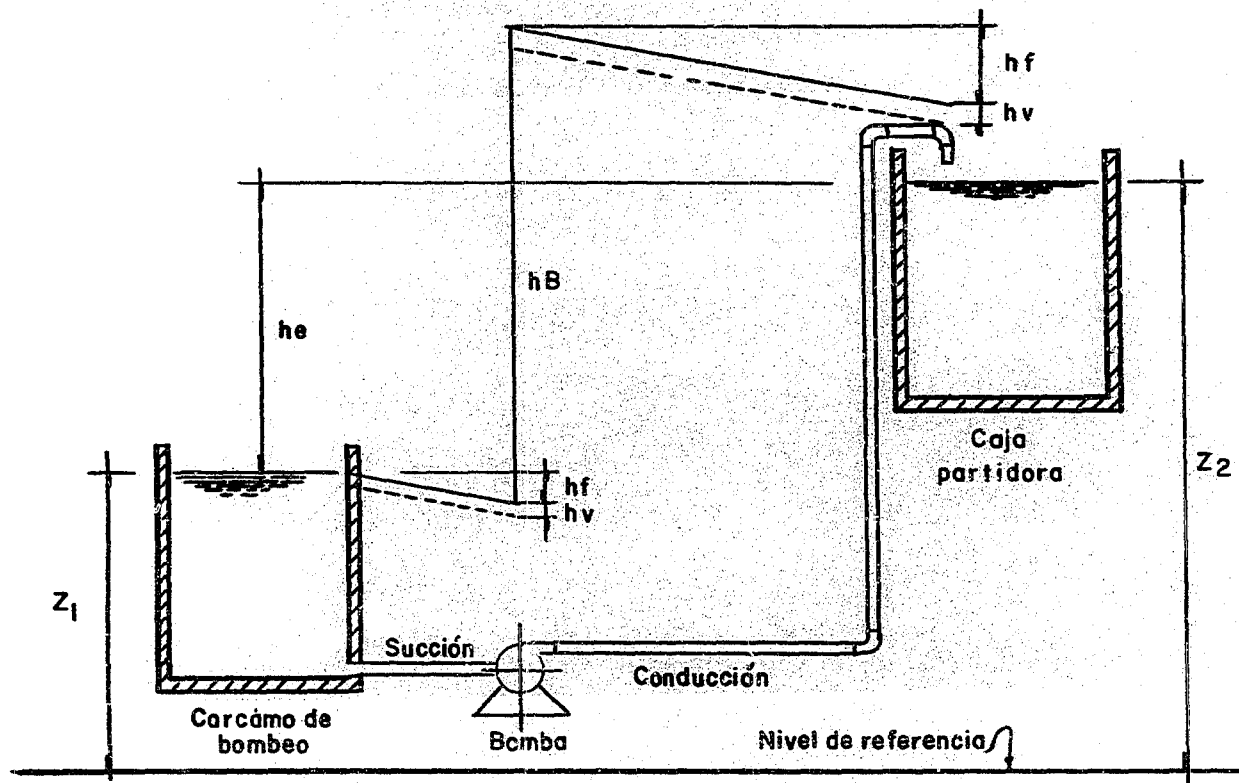


Figura I.5 Descripción de las cargas de posición, estática, de velocidad, de fricción y de bombeo.

$$h_v = \frac{V^2}{2g} \quad (1.10)$$

Donde: V = Velocidad del fluido, (m/s)
 g = Aceleración debida a la gravedad, (m/s²)
 h_v = Carga de velocidad, (m)

La *carga por fricción* se define como la pérdida de carga en energía y consecuentemente pérdida del gradiente hidráulico cuando se transporta un líquido a través de una tubería, canal, pieza especial (codo, té, válvula, reducción, ampliación, etc.), entrada, salida u otro mecanismo que oponga resistencia al flujo.

Como se verá más adelante, existen diversos métodos prácticos para calcular pérdidas de carga por fricción y/o turbulencia. La figura 1.5, muestra los 3 tipos de carga.

$$h_f = L S \quad (1.11)$$

Donde: h_f = Carga por fricción, (m)
 L = Distancia recorrida por el fluido, (m)
 S = Pendiente hidráulica de la pérdida de carga por fricción, (adimensional)

1.3 LA ECUACION DE CONTINUIDAD.

La ecuación de continuidad es una ecuación básica de la hidráulica. Se utiliza ampliamente en los cálculos hidráulicos de plantas de tratamiento; sirve, principalmente, para el cálculo de los diámetros en los conductos, siguiendo las recomendaciones (criterios y especificaciones) de velocidades mínimas y máximas en diversas estructuras hidráulicas de los sistemas de tratamiento.

La ecuación de continuidad se obtiene a partir de la ley o principio de conservación de la masa que dice que la masa no se crea ni se destruye; así, la masa del material que entra a un sistema se debe acumular o salir de él.

Acumulación de masa en el sistema = masa que entra - masa que sale

Este concepto se extiende a la hidráulica mediante la siguiente expresión:

$$\rho \left[\frac{\Delta Vol.}{\Delta t} \right] = \rho_i \cdot Q_i - \rho_e \cdot Q_e \quad (I.12)$$

Donde:

- ρ_e = Densidad del fluido efluente, ($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)
- Q_e = Gasto del efluente, (m^3/s)
- ρ = Densidad del fluido, ($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)
- $\Delta vol.$ = Diferencial de volumen de control, (m^3)
- Δt = Diferencial de tiempo, (s)
- ρ_i = Densidad del fluido influente, ($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)
- Q_i = Gasto del influente, (m^3/s)

Cuando no hay almacenamiento, como en un tubo (figura I.6), la ecuación se simplifica:

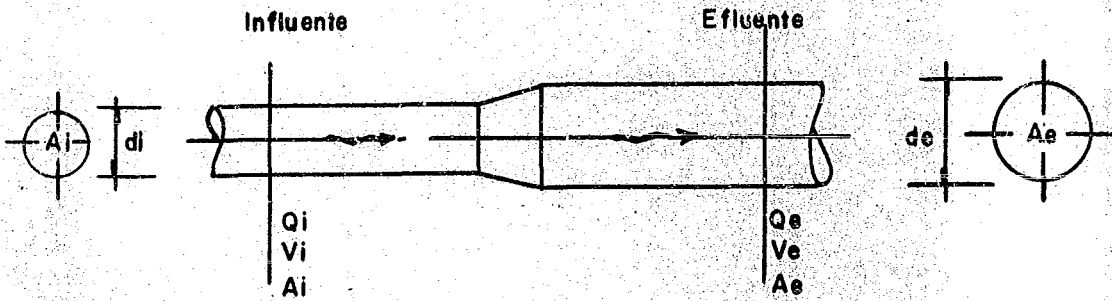


Figura I.6 Representación de la ecuación de continuidad.

$$\rho_i \cdot Q_i - \rho_e \cdot Q_e = 0 \quad (I.13)$$

Donde:

- ρ_i = Densidad del fluido influente, ($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)
- Q_i = Gasto del influente, (m^3/s)
- ρ_e = Densidad del fluido efluente, ($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)
- Q_e = Gasto del efluente, (m^3/s)

Si el fluido es incompresible, ρ no es constante; sin embargo, para el caso del agua y del agua residual, se consideran con densidad constante, por lo tanto:

$$Q_i - Q_e = 0 \quad (I.14)$$

$$Q_i = Q_e \quad (I.15)$$

El gasto puede expresarse como:

$$Q = VA \quad (I.16)$$

Donde: Q = Gasto, (m^3/s)
 V = Velocidad, (m/s)
 A = Area de la sección, (m^2)

Sustituyendo I.16 en I.15, obtenemos la ecuación de continuidad.

$$V_i \cdot A_i = V_e \cdot A_e \quad (I.17)$$

Donde: V_i = Velocidad influente, (m/s)
 A_i = Area de la sección en el influente, (m^2)
 V_e = Velocidad en el efluente, (m/s)
 A_e = Area de la sección en el efluente, (m^2)

La tabla I.3 proporciona la relación de gastos y diámetros comerciales para las velocidades de flujo del agua recomendadas de 1, 1.5 y 2 m/s, para la selección de tuberías.

Ejemplo I.1

En una planta de tratamiento se realizó una reparación de emergencia a la línea de conducción de 200 mm (8") de diámetro, por necesidad, se conectó un tramo de tubo que se tenía en existencia de 150 mm (6") de diámetro. El gasto máximo que pasa por esta tubería es de 60 litros por segundo. ¿Que velocidades se tendrán en la línea normal y en el tramo reparado y que se puede decir de la reparación?

$$Q_{6"} = Q_{8"} = 60 \text{ lps}$$

$$A_{6"} = \pi D^2/4 = 0.785 (0.1524)^2 = 0.01823 \text{ m}^2$$

$$A_{8"} = \pi D^2/4 = 0.785 (0.203)^2 = 0.03243 \text{ m}^2$$

$$Q = V_{8"} \cdot A_{8"} = V_{6"} \cdot A_{6"} = 0.060 \text{ m}^3/s$$

$$V_{8"} = Q/A_{8"} = 0.060/0.03243 = 1.85 \text{ m/s}$$

$$V_{6"} = Q/A_{6"} = 0.060/0.01823 = 3.29 \text{ m/s}$$

La velocidad en la tubería de reparación resulta muy alta, por encima de valores recomendados (2.5 m/s), lo que resulte posiblemente en un desgaste prematuro de la tubería, además de provocar una alta pérdida de carga (como se verá posteriormente). Es recomendable que se coloque tubería de 200 mm (8"), en cuanto sea posible. La figura I.7 muestra los resultados.

**TABLA I.3 GASTOS EN LITROS POR SEGUNDO PARA TUBERIAS
COMERCIALES CON VELOCIDADES DE 1, 1.5 y 2 m/s.**

DIAMETRO MILIMETROS (mm) Y PULGADAS (pulg.)	AREA (m ²)	VELOCIDAD DE 1 m/s	VELOCIDAD DE 1.5 m/s	VELOCIDAD DE 2 m/s
25 (1")	0.00050	0.5	0.7	1.0
38 (1 1/2")	0.00114	1.1	1.7	2.2
50 (2")	0.00202	2.0	3.0	4.0
63 (2 1/2")	0.00316	3.1	4.7	6.2
76 (3")	0.00456	4.5	6.8	9.0
100 (4")	0.00810	8.1	12.1	16.2
127 (5")	0.01267	12.6	19.0	25.2
150 (6")	0.0182	18.2	27.4	36.4
200 (8")	0.0324	32.4	48.6	64.8
250 (10")	0.0506	50.6	76.0	101.2
300 (12")	0.0729	72.9	109.4	145.8
355 (14")	0.0993	99.3	148.9	198.6
400 (16")	0.1297	129.7	194.5	259.4
500 (20")	0.2026	202.6	304.0	405.2
610 (24")	0.2918	291.8	437.8	583.6
760 (30")	0.4560	456.0	684.0	912.0
910 (36")	0.6566	656.6	985.0	1313
1070 (42")	0.8938	894	1340	1788
1220 (48")	1.167	1167	1751	2334

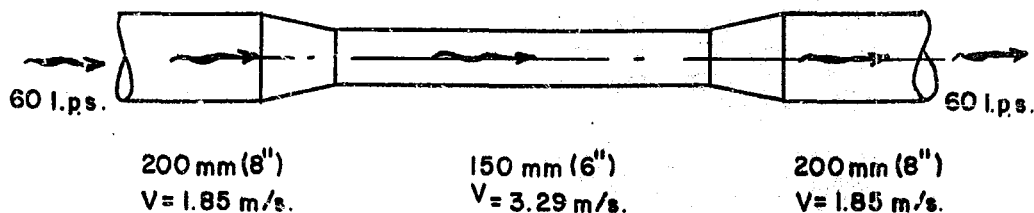


Figura I.7 Resultados del ejemplo I.1.

I.4 LA ECUACION DE BERNOULLI.

A continuación se hará una presentación simplificada, con el auxilio de la fig. I.8, de los elementos que nos llevan a la ecuación de Bernoulli, con la finalidad de familiarizarse con el lenguaje de la hidráulica y con los conceptos básicos de aplicación práctica.

Dentro del análisis hidráulico de conducciones y almacenamientos, existen dos formas de la energía que son importantes: la energía cinética, debida al movimiento del fluido y la energía potencial, debida a la posición ó a la presión.

La energía cinética de una masa, m , que se mueve con una velocidad, v , se expresa como:

$$E_c = m \frac{V^2}{2} \quad (I.18)$$

Donde:

- E_c = Energía cinética, ($\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{s}^2$)
- m = Masa, (kg)
- V = Velocidad, (m/s)

La energía potencial se expresa de dos maneras: la primera es por posición, referida a una elevación arbitraria, la diferencia de elevaciones entre dos puntos se designa con la letra, z , y la acción de la gravedad implícita se conjunta con la expresión mgz ; la segunda expresión, se refiere a la energía potencial debida a la presión dentro de un conducto cerrado, P , (imaginemos un tubo con alta presión, tendrá energía potencial que se liberará si hacemos un orificio), la expresión por este concepto es Pm/ρ .

La suma de los diferentes tipos de energía conduce a la expresión de la energía total, E_T .

$$E_T = E_C + E_{P1} + E_{P2} \quad (1.19)$$

Donde: E_T = Energía total, ($\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{s}^2$)
 E_C = Energía cinética, ($\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{s}^2$)
 E_{P1} = Energía potencial 1, ($\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{s}^2$)
 E_{P2} = Energía potencial 2, ($\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{s}^2$)

Sustituyendo en la ec. 1.19 las expresiones para cada tipo de energía, resulta:

$$E_T = \frac{mV^2}{2} + mgz + \frac{Fm}{\rho} \quad (1.20)$$

Donde: E_T = Energía total, ($\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{s}^2$)
 m = Masa, (kg)
 V = Velocidad, (m/s)
 g = Aceleración debido a la gravedad, (m/s^2)
 z = Diferencia de elevaciones, (m)
 P = Presión, (kg/m^2)
 ρ = Densidad, ($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)

Que dividiéndola entre unidades de masa queda:

$$\frac{E_T}{m} = \frac{V^2}{2} + gz + \frac{P}{\rho} \quad (1.21)$$

Esta expresión se aplica para flujos unidimensionales con velocidad constante.

Si consideramos que existe flujo entre los puntos 1 y 2 de la figura 1.8, la fricción del líquido con las paredes del conducto se convertirá en energía calorífica, así tendremos:

$$\frac{(E_T)_1}{m} = \frac{(E_T)_2}{m} + \frac{(E_T)_f}{m} \quad (1.22)$$

Donde: $(E_T)_1$ = Energía total en el punto 1, ($\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{s}^2$)
 $(E_T)_2$ = Energía total en el punto 2, ($\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{s}^2$)
 $(E_T)_f$ = Energía perdida por fricción, ($\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{s}^2$)
 m = Masa del fluido, (kg)

Sustituyendo la ecuación I.21 en I.22 con los términos ya mencionados tenemos:

$$\frac{V_1^2}{2} + gz_1 + \frac{P_1}{\rho} = \frac{V_2^2}{2} + gz_2 + \frac{P_2}{\rho} + \frac{(E_T)_f}{m} \quad (\text{I.23})$$

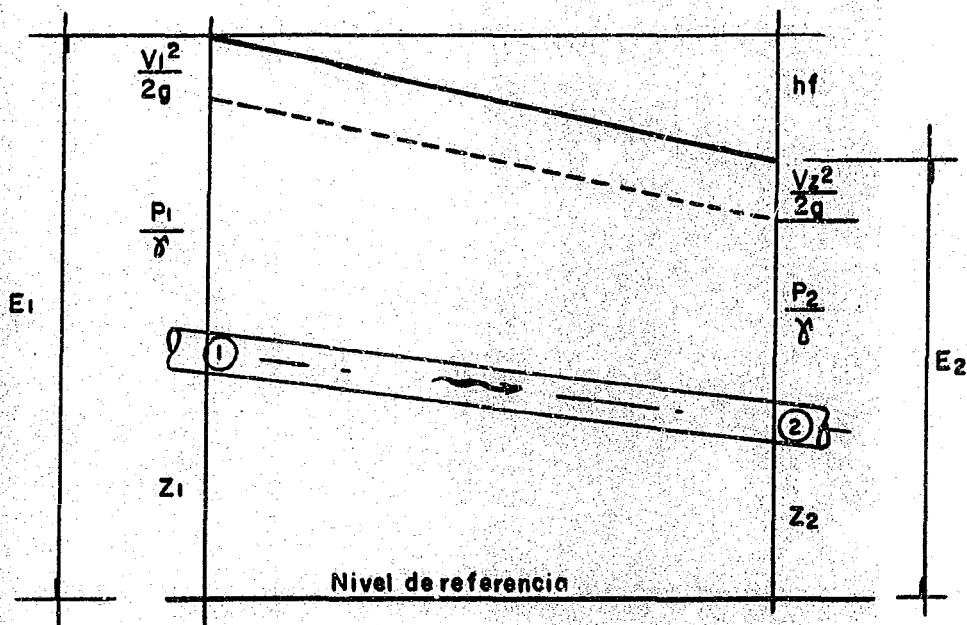


Figura I.8 Descripción de la ecuación de Bernoulli.

Además, si aplicamos o extraemos energía por medios mecánicos como por bombeo o mediante turbinas respectivamente, esta deberá tomarse en cuenta para la ecuación de la energía.

La ecuación de la energía da origen a la ecuación de Bernoulli al dividir cada término entre la constante de gravedad g , para obtener unidades en términos de longitud:

$$\frac{V_1^2}{2g} + z_1 + \frac{P_1}{\gamma} = \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + h_f \quad (I.24)$$

Donde: γ = Peso específico del fluido, (kg/m³)
 h_f = Pérdida de energía debido a la fricción, (m)

Dado que cada término de la ecuación se expresa en unidades de longitud, se piensa en cada uno de ellos como una carga (altura del líquido). Así, la carga de velocidad es el término $V^2/2g$; la carga estática se refiere al término Z , la carga de presión a P/γ , y, finalmente, h_f es la carga perdida por fricción o "pérdida de carga".

A la suma de la *carga de velocidad* mas la *carga estática*, mas la *carga por presión*, se le conoce como la *carga total*; mientras que a la suma de la carga estática más la carga de presión, se le conoce como *carga piezométrica*.

$$h_T = h_v + h_e + h_p \quad (I.25)$$

Donde: h_T = Carga total, (m)
 h_v = Carga de velocidad, (m)
 h_e = Carga estática, (m)
 h_p = Carga por presión, (m)

La carga piezométrica representa la altura a la que el fluido puede elevarse si insertamos, en una tubería, otro tubo perpendicular al flujo en el punto donde se mide la carga, de ahí el nombre de piezómetro, figura 1.9.

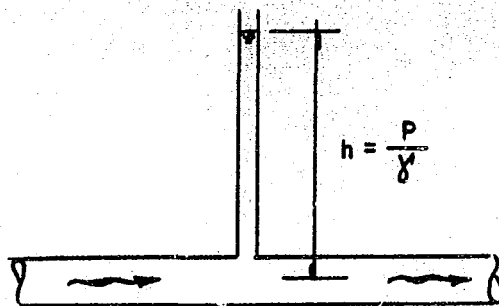


Figura 1.9 Piezómetro.

II. METODOS DE CALCULOS HIDRAULICOS.

II.1 METODOS APROXIMADOS.

Existen algunas métodos simples para la medición de caudales de una manera fácil aunque no muy precisa. La necesidad de conocer el gasto en alcantarillados con descarga libre, con el mínimo de equipo o construcción de estructuras de medición, llevó al uso de métodos aproximados como son el de recipiente-cronómetro y el conocido como California. Además pueden ser aplicados por personal de campo, con una capacitación previa muy sencilla.

El método recipiente-cronómetro es utilizado donde se tienen gastos pequeños y además donde se puede colocar un recipiente por debajo del tubo de descarga, por estas condiciones, este método ha sido muy utilizado en descargas industriales de poco gasto. El método California es muy sencillo de implementar, basta con alargar la descarga una longitud igual o mayor a 6 veces su diámetro, la colocación de este tubo es simple, si no se tiene el tubo se puede utilizar el último tramo existente simplemente asegurado que la pendiente sea cero.

La precisión de estos métodos no es muy buena, lo que los hace que deban ser temporales y que se utilicen sólo para conocer de manera aproximada, los gastos de descarga. Posteriormente, si se requiere, deberá instalarse algún otro sistema de medición permanente, para fines de monitoreo continuo.

Recipiente y cronómetro.

Este método es muy simple, se mide el tiempo que tarda en llenarse un recipiente de volumen conocido, así tendremos una medida directa del gasto, figura II.1.

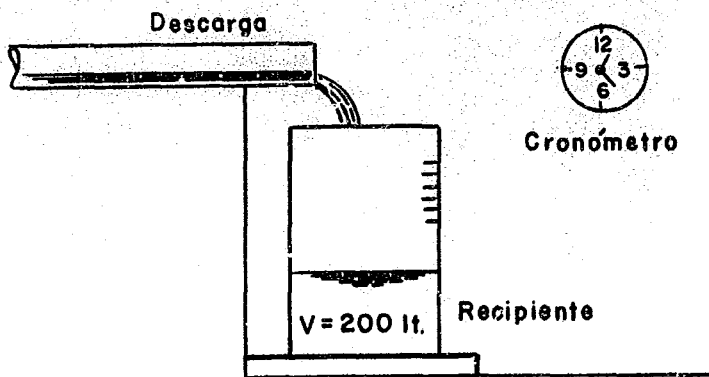


Figura II.1 Método recipiente-cronómetro.

$$Q = \frac{Vol.}{t} \quad (II.1)$$

Donde: Vol. = Volumen del recipiente, (l)
 t = Tiempo de llenado, (s)
 Q = Gasto, (l/s)

Este método se aplica a alcantarillados o descargas con caída libre y gastos pequeños.

El recipiente se calibra poniéndole una marca para un volumen conocido, se realizan las lecturas dejando llenar el recipiente hasta la marca, registrando el tiempo de llenado con un cronómetro, si el tiempo de llenado es menor de 10 segundos, la lectura se vuelve imprecisa.

Una variación del método consiste en llenar una de las unidades de proceso de la planta de tratamiento, de volumen conocido, registrando el tiempo de llenado.

Si se requiere mayor precisión del método, en lugar de medir el volumen del recipiente, se puede pesar el líquido en el recipiente cuando se conoce la densidad del mismo, este procedimiento es poco práctico.

Ejemplo II.1

Una industria textil requiere construir un tanque de igualación, para dimensionarlo, se necesitan conocer los gastos que descarga la planta. Por el método de recipiente-cronómetro se realizaron aforos cada hora durante las 24 horas del día, en el transcurso de una semana. La tabla II.1 muestra los resultados obtenidos en campo para un día. Obtenga los gastos mínimo, medio y máximo para ese día. El recipiente tiene un volumen de 200 l.

El cálculo del gasto para cada hora es muy simple, aplicando la ecuación II.1.

$$\begin{aligned} Q &= Vol./t \\ Q_1 &= 200/328 = 0.61 \text{ lps.} \\ Q_2 &= 200/310 = 0.64 \text{ lps.} \\ Q_3 &= 200/354 = 0.56 \text{ lps. y así sucesivamente hasta } Q_{24}. \end{aligned}$$

El gasto mínimo es el menor registrado en la tabla II.1 y el máximo el mayor, el gasto medio es el promedio aritmético de los 24 datos.

$$\begin{aligned}
 Q_{\min} &= 0.56 \text{ lps} \\
 Q_{\text{med}} &= \text{Suma de gastos}/24 = 91.04/24 = 3.79 \text{ lps} \\
 Q_{\max} &= 11.11 \text{ lps}
 \end{aligned}$$

**TABLA II.1 REGISTRO DE DATOS Y CALCULO DE GASTOS
(DEL EJEMPLO II.1)**

HORA	TIEMPO EN SEGUNDOS REGISTRO EN CAMPO	GASTO EN LITROS POR SEGUNDO
1:00	328	0.61
2:00	310	0.64
3:00	354	0.56
4:00	281	0.71
5:00	105	1.90
6:00	78	2.56
7:00	57	3.51
8:00	30	6.66
9:00	25	10.00
10:00	35	5.71
11:00	50	4.00
12:00	22	9.09
13:00	18	11.11
14:00	64	3.12
15:00	79	2.53
16:00	52	3.84
17:00	34	5.88
18:00	38	5.26
19:00	42	4.76
20:00	63	3.17
21:00	95	2.10
22:00	113	1.77
23:00	226	0.88
24:00	297	0.67

Ejemplo II.2

Una planta de tratamiento de lodos activados iniciará su operación, aprovechando que se llenarán sus tanques, se quiere checar el tiempo de retención del tanque de aeración y el gasto medio que se tenga en ese llenado. El tanque mide $8 \times 16 \times 4$ m. de volumen útil. El tiempo de retención que se obtuvo fué de 18.5 h. Calcular además el gasto medio de diseño si el tiempo de retención de diseño es de 24 horas.

De los datos:

$$t_r \text{ medido} = 18.5 \text{ h.}$$

$$t_r \text{ diseño} = 24 \text{ h.}$$

$$\text{Vol.} = 8 \times 16 \times 4 = 512 \text{ m}^3$$

Aplicando la ecuación II.1 y factores de conversión:

$$Q \text{ medio de llenado} = 512 \times 1000 / 18.5 \times 3600 = 7.69 \text{ lps.}$$

$$Q \text{ diseño} = 512 \times 1000 / 24 \times 3600 = 5.9 \text{ lps}$$

El tanque de aeración se llenó más rápido que el tiempo esperado (de diseño), por lo que recibió un gasto mayor al gasto de diseño. Esto quiere decir que la planta recibe fluctuaciones de gasto, situación normal en plantas de tratamiento de aguas residuales, hasta ciertos límites (figura II.2).

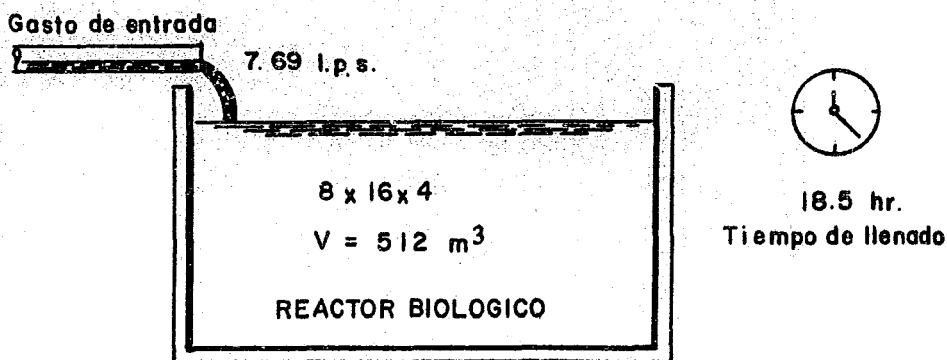


Figura II.2 Resultados del ejemplo II.2.

Boquillas.

Cuando las descargas a través de tuberías, tienen caída libre, es posible realizar mediciones aproximadas del caudal, utilizando boquillas prefabricadas.

Las boquillas son una combinación de canal y vertedor, se colocan en el extremo de la tubería y trabajan parcialmente llenas (como canal) y con descarga libre. La forma de la boquilla le permite trabajar como vertedor, teniéndose una relación entre el tirante y el gasto según su diseño, figura II.3.

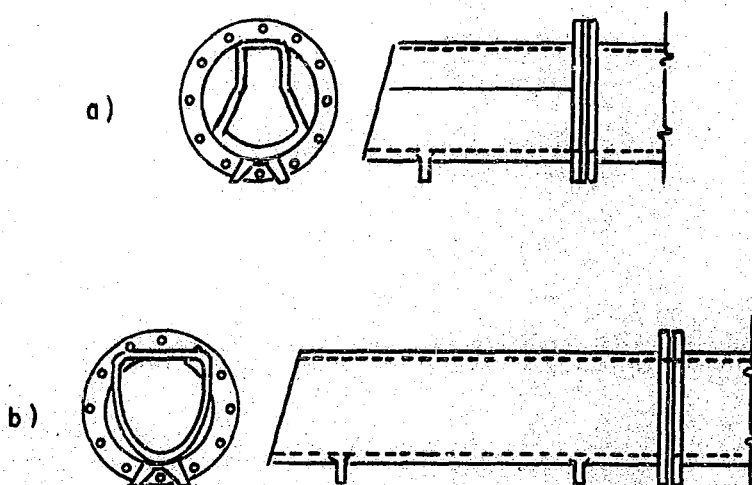


Figura II.3 Tipos de boquillas; (a) Kennison, (b) Parabólica.

Las boquillas Kennison presentan una relación lineal (Q proporcional a H) y las boquillas parabólicas como su nombre lo indica, una relación parabólica (Q proporcional a H^2). Estas boquillas son calibradas en fábrica y ofrecen una precisión razonable trabajando bajo severas condiciones de campo. Se fabrican de 15 a 91 cm. (6" a 36"), con capacidades máximas de 850 lps., las dimensiones y capacidades se presentan en la tabla II.2.

Las boquillas requieren un tramo recto de aproximación. Pueden manejar sólidos suspendidos con una concentración menor del 10%, sin afectar su efectividad ya que el flujo les proporciona autolimpieza y los sólidos relativamente grandes pueden pasar a través de ellas sin obstruirlas.

La pérdida de carga a través de las boquillas se estima en al menos un diámetro de la tubería, sin olvidar que trabajan con descarga libre.

**TABLA II.2 DIMENSIONES Y CAPACIDAD DE BOQUILLAS
UTILIZADAS EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**

DIAMETRO (mm)	PARABOLICA		KENNISON	
	LONGITUD (cm)	GASTO MAXIMO (lps)	LONGITUD (cm)	GASTO MAXIMO (lps)
150 (6")	71	12	30	12
200 (8")	89	25	40	20
250 (10")	109	43	50	37
300 (12")	127	66	61	55
400 (16")	168	128	81	119
500 (20")	206	215	102	198
610 (24")	244	327	122	327
760 (30")	302	548	152	508
910 (36")	361	850	183	850

Ejemplo II.3

Para conocer el gasto de recirculación en una planta de lodos activados convencional, se requiere seleccionar una boquilla Kennison, el gasto medio de diseño de la planta es de 200 lps, se sabe también que la relación de recirculación máxima que se tendrá es del 40%.

De los datos:

$$Q \text{ medio} = 200 \text{ lps.}$$

$$Q \text{ recirculación} = 200 \times 0.4 = 80 \text{ lps.}$$

Consultando la tabla II.2, se selecciona la boquilla Kennison de 400 mm. (16") que puede manejar un gasto de hasta 119 lps., que representa el 60% de recirculación ($119/200 = 59.5 = 60\%$); con un margen de seguridad.

Método California.

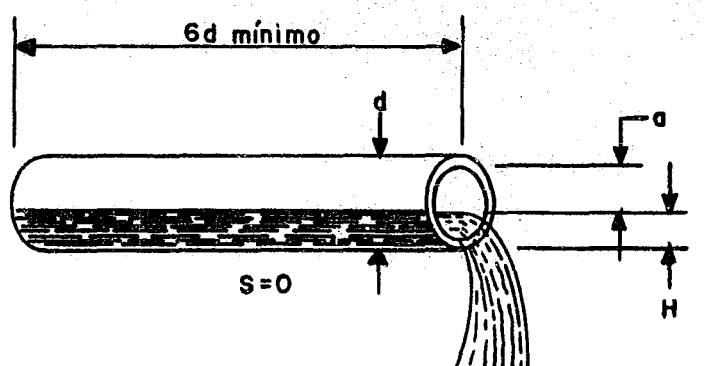
Cuando la tubería es de sección circular, es posible realizar una medición del gasto sin necesidad de boquilla, por el método desarrollado por Vanleer (Ref.7), conocido como método California.

Con este método, el tubo debe trabajar parcialmente lleno (como canal), y estar en posición horizontal (pendiente cero), si el tubo no es horizontal, se puede agregar un tramo con una longitud de al menos seis (6) diámetros de la tubería principal sin pendiente, como se ilustra en la figura II.4.

La precisión del método no es muy buena, teniéndose errores de $\pm 10\%$ o mayores. Si el tubo trabaja casi lleno, se debe colocar una tubería de ventilación para propiciar la circulación del aire en el pequeño espacio vacío. Se debe observar también que las velocidades del líquido en la tubería de descarga no sean muy altas.

El método California se adapta principalmente a diámetros y gastos pequeños. Se puede utilizar para medir gastos en canales donde sea posible insertar una tubería que cumpla con las condiciones anteriormente descritas.

La fórmula desarrollada empíricamente para el método California, requiere dos datos: el diámetro de la tubería (d) y la distancia que existe entre la superficie del líquido y la clave del tubo (a), se mide donde inicia la descarga. (ver figura II.4). Está basada en datos experimentales para tuberías que varían su diámetro entre 76 y 250 mm (3" a 10") se tiene buena precisión en este rango. También ha sido utilizada con éxito en tuberías hasta de 914 mm (36"). La expresión es:

$$Q = 4690 (1 - a/d)^{1.88} (d)^{2.48} \quad (II.2)$$


El diagrama ilustra una tubería horizontal que está parcialmente llena de líquido. El líquido fluye hacia la derecha y se descarga por un orificio en la parte superior de la tubería. Se indican varias variables: d es el diámetro interno de la tubería; a es la distancia vertical desde la parte superior de la tubería (la clave) hasta la superficie del líquido; H es la altura vertical desde el punto de descarga hasta el nivel del líquido en el punto de medición; $S=0$ indica que la tubería es horizontal; y una longitud horizontal de $6d$ mínimo se muestra antes del punto de descarga.

Figura II.4 Variables en el Método California.

Donde: Q = Gasto, (lps)
 d = Diámetro de la tubería, (m)
 a = Distancia entre la superficie del agua y clave del tubo, (m)

Ejemplo II.4

La descarga de una industria textil a un arroyo se hace a través de una tubería de acero de 500 mm (20"), el tramo final no tiene pendiente y descarga libremente. Para conocer los gastos y tener una idea de sus variaciones se utilizará el método California. Se necesita construir una tabla para que al medir la distancia a , conozcamos el gasto en litros por segundo. Se sabe que el tirante en la tubería nunca ha llegado a 40 cm, figura II.5.

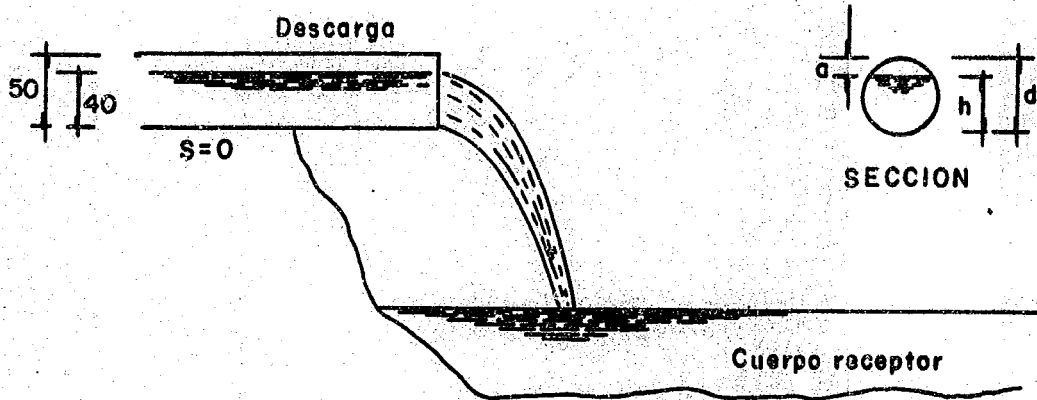


Figura II.5 Condiciones de descarga para el ejemplo II.4.

Si el tirante máximo es de 40 cm., la distancia " a " será de $50 - 40 = 10$ cm. y de ahí aumentará cada dos centímetros hasta 48 cm. (tirante de 2 cm.)

Aplicando la ecuación II.2; se construye la tabla II.3.

$$Q_1 = 4690 * (1 - 0.10/0.50)^{1.88} * (0.50)^{2.48} = 553 \text{ lps.}$$

$$Q_2 = 4690 * (1 - 0.12/0.50)^{1.88} * (0.50)^{2.48} = 502 \text{ lps.}$$

$$Q_3 = 4690 * (1 - 0.14/0.50)^{1.88} * (0.50)^{2.48} = 453 \text{ lps.}$$

TABLA II.3 CALCULO DE GASTOS PARA UNA TUBERIA DE 500 mm (20") Y DIFERENTES TIRANTES POR EL METODO CALIFORNIA

TIRANTE "t" (cm)	DISTANCIA "a" (cm)	GASTO (lps)
40	10	553
38	12	502
36	14	453
34	16	407
32	18	363
30	20	322
28	22	283
26	24	246
24	26	212
22	28	180
20	30	150
18	32	123
16	34	99
14	36	77
12	38	57
10	40	41
8	42	27
6	44	16
4	46	7
2	48	2

II.2 METODOS BASADOS EN MODELOS MATEMATICOS.

II.2.1 FLUJO EN TUBERIAS.

Una clasificación del flujo en tuberías permite considerarlo como flujo laminar o flujo turbulento.

El flujo laminar se caracteriza porque las partículas del fluido se mueven en línea recta o capas paralelas, mientras que el flujo turbulento se caracteriza por el movimiento aleatorio de las partículas del fluido. La principal diferencia entre estos dos flujos, desde el punto de vista práctico, es que en el flujo turbulento tendremos mayor pérdida de energía, figura II.6.

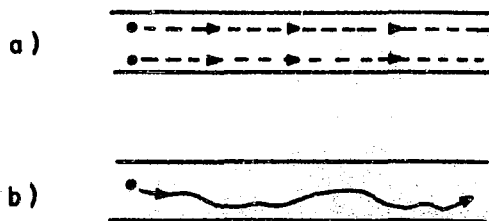


Figura II.6 Clasificación de flujos; (a) laminar, (b) turbulento.

La mayor parte de los diseños hidráulicos que se realizan en proyectos de plantas de tratamiento de aguas residuales, son de naturaleza turbulenta.

Para saber si un flujo es laminar o turbulento en tuberías, Reynolds (Ref. 4) encontró una relación adimensional que define el grado de turbulencia de la corriente en función del diámetro de la tubería, el gasto y las características físicas del fluido. Esta relación es conocida como número de Reynolds.

$$R_e = \frac{VD\rho}{\mu} = \frac{VD}{\nu} = \frac{4Q}{\pi D\nu} \quad (\text{II.3})$$

Donde:

R_e	= No. de Reynolds, (adimensional)
V	= Velocidad, (m/s)
D	= Diámetro, (m)
ρ	= Densidad, ($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$)
μ	= Viscosidad absoluta, ($\text{kg} \cdot \text{s}/\text{m}^2$)
ν	= Viscosidad cinemática, (m^2/s)
Q	= Gasto, (m^3/s)

El régimen laminar ocurre con número de Reynolds (Re) igual o menor a 2000, existiendo una zona de transición para Re entre 2000 y 10000. El régimen turbulento se presenta con números iguales o mayores a 12000. Estas zonas de diferentes regímenes se observan en el diagrama de Moody, figura II.7, cuyo uso se explica posteriormente.

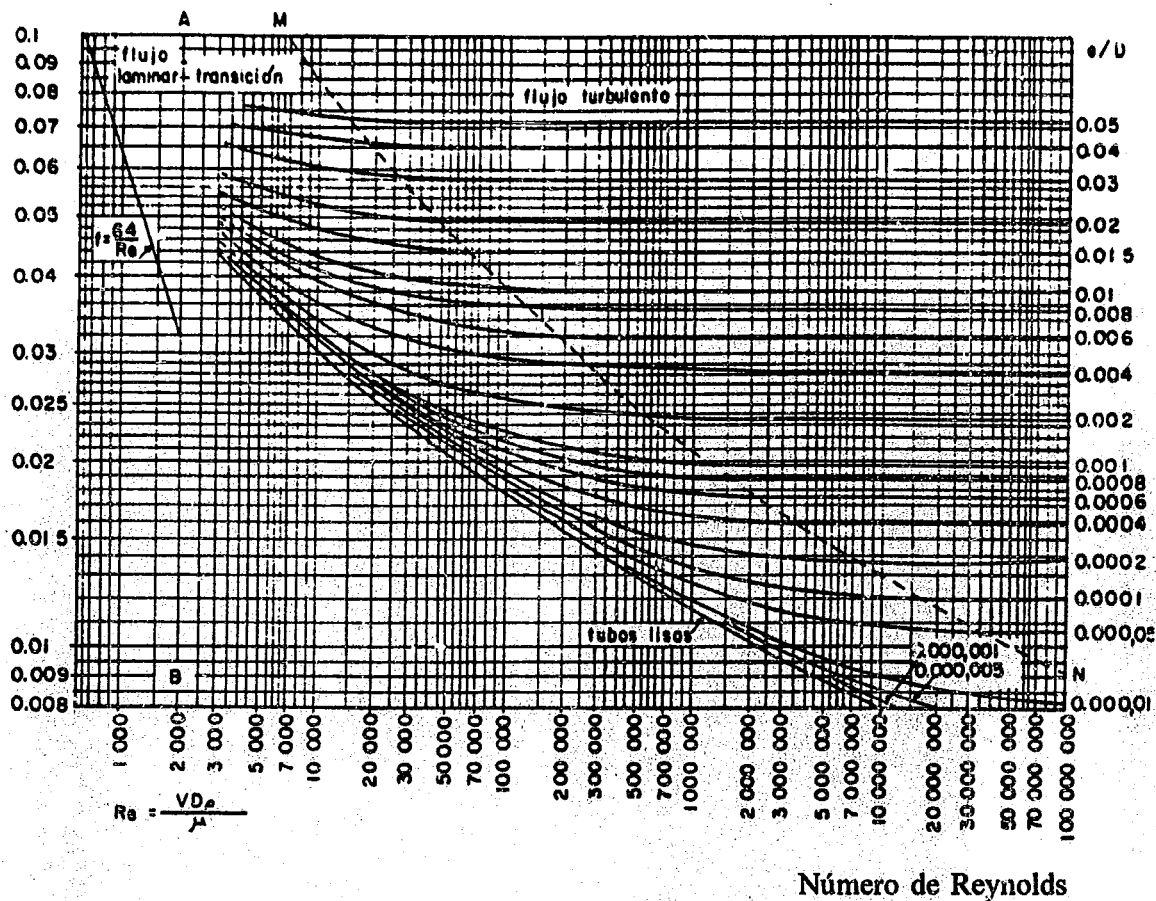


Figura II.7 Diagrama de Moody.

Ejemplo II.5

Calcular el número de Reynolds para una tubería de 254 mm (10") de diámetro, que conduce agua cruda a 20 grados centígrados, con una velocidad de 2 m/s. Los datos de densidad y viscosidad se obtuvieron de la tabla I.2.

Datos:

$$\begin{aligned} V &= 2 \text{ m/s} \\ D &= 0.254 \text{ m} \end{aligned}$$

De la tabla I.2:

$$\begin{aligned} \rho &= 101.76 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4 \\ \mu &= 0.000101 \text{ kg} \cdot \text{s}/\text{m}^2 \end{aligned}$$

Aplicando la ecuación II.3:

$$Re = (2 \times 0.254 \times 101.76)/0.000101 = 511,823$$

Pérdidas de carga por fricción.

Para calcular las pérdidas de carga por fricción h_f , generalmente expresadas en metros de carga de agua, se han desarrollado una serie de modelos matemáticos que finalmente se han transformado en métodos de cálculo, los más utilizados son los expresados con las ecuaciones de Darcy-Weisbach, Hazen-Williams y Manning.

En esta trabajo y considerando los alcances del mismo, para fines prácticos, se hará el cálculo de la pérdida de carga cuando se conoce el gasto, el diámetro (o velocidad recomendada) y el tipo de tubería utilizado, que generalmente son datos conocidos en los proyectos de plantas de tratamiento de aguas residuales.

Ecuación de Darcy-Weisbach.

La pérdida de energía, debida a la fricción entre la pared de la tubería y el fluido en movimiento, puede ser calculada utilizando la expresión:

$$h_f = f \frac{LV^2}{D2g} \quad (II.4)$$

Donde:

D	= Diámetro interior del tubo, (m)
V	= Velocidad media del agua, (m/s)
f	= Coeficiente de fricción adimensional
g	= Aceleración de la gravedad, (m/s ²)
h_f	= Pérdida de carga, (m)
L	= Longitud de la tubería, (m)

El factor de fricción f es función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa de la pared de la tubería, e/D . El término e representa la rugosidad de la pared de la tubería y se conoce como rugosidad equivalente y "D" es el diámetro interior de la tubería. Debido a que e no puede ser medido directamente, se ha determinado en forma experimental. La tabla II.4 muestra valores de e , para diferentes materiales.

TABLA II.4 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD e PARA LA FORMULA DE DARCY-WEISBACH (REF. 4)

MATERIAL	COEFICIENTE e (mm)
Vidrio, cobre, plástico, hule	0.0015
Fierro fundido nuevo	0.23
Asbesto-cemento	0.025
Acero comercial	0.046
Fierro galvanizado	0.15
Cemento liso	0.3 a 0.8
Concreto	0.3 a 3

Se han propuesto diferentes expresiones para describir la relación entre f , Re y e/D , en la práctica lo más común es utilizar el diagrama de Moody (fig. II.7), que es una representación gráfica de esta relación.

Para utilizar este diagrama, primero se requiere calcular el número de Reynolds y la rugosidad relativa e/D . El diagrama muestra los tipos de flujo: laminar, de transición o turbulento, de acuerdo al número de Reynolds. Una vez conocidos los valores de Re y e/D se encuentra en la gráfica el valor de f .

Ejemplo II.6

Una línea de conducción de agua cruda de 300 m. de longitud, alimenta una pequeña planta de tratamiento cuyo gasto máximo es de 15 lps., la tubería es de asbesto-cemento de 152 mm. (6") de diámetro. Calcular la pérdida de carga por fricción en este tramo de tubería. La temperatura media del agua es de 15 grados centígrados.

a). Selección del valor de e de la tabla II.4 y cálculo de e/D .

$$\begin{aligned}
 e &= 0.025 \text{ mm} \\
 D &= 152 \text{ mm} \\
 e/D &= 0.025/152 = 0.0001644
 \end{aligned}$$

b). Cálculo de la velocidad del fluido.

$$Q = V A$$

$$V = Q/A$$

$$A = 0.785 D^2 = 0.785 (0.152)^2 = 0.0177 \text{ m}^2$$

$$V = 0.015/0.0177 = 0.847 \text{ m/s}$$

c). Cálculo del número de Reynolds para las condiciones dadas. La densidad y viscosidad se obtuvieron de la tabla 1.2. Aplicando la ecuación II.3.

$$Re = (0.847 \times 0.152 \times 101.85)/0.0001116 = 117,496$$

d). De la figura II.7 se obtiene el valor f de fricción.

$$f = 0.019$$

e). Con la ecuación de Darcy-Weisbach (II.4), calcule la pérdida de carga.

$$h_f = (f L V^2)/(2gD)$$

$$h_f = (0.019 \times 300 \times (0.847)^2) / (2 \times 9.81 \times 0.152)$$

$$h_f = 1.37 \text{ m.}$$

La ecuación de Darcy-Weisbach tiene las mejores bases racionales para el flujo en tuberías, sin embargo, en la práctica se emplean más a menudo las ecuaciones de Hazen-Williams y de Manning por su facilidad de aplicación.

Ecuación de Hazen-Williams.

Es la expresión más utilizada para el cálculo de pérdida de carga en tuberías, la ecuación es:

$$V = 0.849 C R^{0.63} S^{0.54} \quad (II.5)$$

Donde: V = Velocidad media, (m/s)
 C = Coeficiente de rugosidad, (adimensional)
 R = Radio hidráulico, (m)
 S = Pendiente de la línea de energía, (m/m)

Combinando esta ecuación con la ecuación de continuidad y sustituyendo el radio hidráulico para tubos llenos $R = D/4$, la ecuación queda como:

$$Q = 0.278 C D^{2.63} S^{0.54} \quad (\text{II.6})$$

Despejando S de la ecuación II.6:

$$S = \left(\frac{Q}{0.278 C D^{2.63}} \right)^{1/0.54} \quad (\text{II.7})$$

Donde:

- Q = Gasto, (m³/s)
- D = Diámetro, (m)
- C = Coeficiente de rugosidad, (adimensional)
- S = Pendiente de la línea de energía, (m/m)

Este método de cálculo se recomienda para tuberías iguales o mayores de 50 mm (2") de diámetro y para velocidades iguales o menores a 3 m/s. La ecuación no toma en cuenta las variaciones de temperatura y viscosidad. Jain (Ref. 5), indica que el uso de esta ecuación puede acarrear algunos errores ya que el coeficiente C se supone independiente de la velocidad, el diámetro y la viscosidad; sin embargo, su uso para cálculos hidráulicos en ingeniería sanitaria sigue siendo muy amplio. La tabla II.5 proporciona los valores de C para diferentes tipos de tuberías.

Para simplificar los cálculos con esta fórmula se pueden construir tablas como la II.5.A.

TABLA II.5 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD C PARA LA FORMULA DE HAZEN-WILLIAMS (REF. 5)

MATERIAL	COEFICIENTE C
Asbesto-cemento	140
Acero nuevo	140-150
Acero riveteado	110
Fierro fundido nuevo	130
Fierro fundido viejo	40-120
Concreto	120-140
Cobre	130-140
Fierro galvanizado	120
Plomo	130-140
Plástico	140-150
Vidrio	140
Arcilla vetrificada	100-140
Alcantarillado de ladrillo	100

TABLA II.5.A PERDIDAS DE CARGA (m/1000 m) PARA TUBERIAS DE 200 mm (8") DE DIAMETRO APLICANDO HAZEN-WILLIAMS

GASTO (lps)	VELOCIDAD (m/s)	C = 80	C = 90	C = 100	C = 110	C = 120	C = 130	C = 140
10	0.31	1.479	1.189	0.978	0.820	0.698	0.602	0.525
20	0.62	5.339	4.293	3.523	2.960	2.520	2.173	1.894
26	0.80	8.680	6.979	5.742	4.812	4.096	3.532	3.079
30	0.93	11.314	9.096	7.484	6.273	5.339	4.604	4.013
36	1.11	15.858	12.750	10.490	8.792	7.484	6.453	5.625
40	1.23	19.275	15.497	12.750	10.687	9.096	7.096	6.837
46	1.42	24.969	20.076	16.517	13.844	11.784	10.160	8.857
50	1.54	29.139	23.428	19.275	16.156	13.751	11.857	10.336
52	1.60	31.334	25.193	20.727	17.373	14.787	12.750	11.115
54	1.67	33.602	27.017	22.228	18.631	15.858	13.673	11.920
56	1.73	35.943	28.899	23.776	19.929	16.963	14.626	12.750
58	1.79	38.357	30.840	25.373	21.267	18.102	15.608	13.606
60	1.85	40.842	32.838	27.017	22.645	19.275	16.619	14.488
62	1.91	43.400	34.894	28.708	24.063	20.482	17.660	15.395
64	1.97	46.028	37.007	30.447	25.520	21.722	18.729	16.327
66	2.04	48.727	39.177	32.232	27.017	22.996	19.828	17.285
68	2.10	51.497	41.405	34.065	28.553	24.303	20.955	18.267
70	2.16	54.337	43.688	35.943	30.127	25.643	22.110	19.275
76	2.34	63.276	50.875	41.857	35.084	29.862	25.748	22.446
80	2.47	69.582	55.945	46.028	38.580	32.838	28.314	24.683
86	2.65	79.555	63.963	52.625	44.109	37.544	32.372	28.220
90	2.78	86.543	69.582	57.247	47.984	40.842	35.215	30.699

Ejemplo II.7

A manera de comparación, calcular la pérdida de carga, aplicando la fórmula de Hazen-Williams, con los datos del ejemplo II.6, donde se aplicó la ecuación de Darcy-Weisbach.

a). Seleccione el valor de C para asbesto-cemento.

$$C = 140$$

b). Aplicando la ecuación II.7.

$$S = \left(\frac{0.015}{0.278 (140) (0.152)^{2.63}} \right)^{1.85} = 0.00462$$

c). Cálculo de la pérdida de carga aplicando la ecuación I.11.

$$h_f = 300 (0.00462) = 1.39 \text{ m}$$

Como se puede apreciar el resultado por éste método es similar (ligeramente mayor) al obtenido con el Método de Darcy-Weisbach.

Ecuación de Manning.

Esta ecuación tiene su mayor aplicación en canales, para el cálculo en tuberías a presión no se recomienda, aunque se llega a utilizar. La tabla II.6 indica valores del coeficiente de rugosidad n . La expresión es:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{II.8})$$

Donde: V = Velocidad media, (m/s)
 n = Coeficiente de rugosidad
 R = Radio hidráulico, (para tuberías circulares llenas es $D/4$).
 S = Pendiente de la línea de energía, (m/m)

TABLA II.6 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD n PARA LA FORMULA DE MANNING (cuando se utiliza R en m y V en m/s)(REF. 4)

MATERIAL	COEFICIENTE n
Madera cepillada	0.012
Concreto liso	0.012
Metal liso	0.013
Concreto normal	0.014
Hierro galvanizado	0.015
Tabique	0.018
Mampostería	0.020
Metal corrugado	0.022
Tepetate duro	0.027
Tierra	0.030
Roca	0.033

NOTA: Estos valores pueden variar hasta ± 0.002 de acuerdo con el material de buena calidad o viejo y deteriorado.

Ejemplo II.8

Realizar el cálculo de los ejemplos II.7 y II.8 aplicando la Ecuación de Manning.

Datos:

$$\begin{aligned} D &= 0.152 \text{ m} \\ Q &= 15 \text{ lps} \\ L &= 300 \text{ m} \\ T &= 15 \text{ }^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

a). Seleccione el valor de n , de la tabla II.6.

$$n = 0.013$$

b). Calcule la velocidad y el radio hidráulico.

$$\begin{aligned} V &= Q/A \\ A &= 0.785 D^2 = 0.785 (0.152)^2 = 0.0177 \text{ m}^2 \\ V &= 0.015/0.0177 = 0.847 \text{ m/s} \\ R &= D/4 = 0.152/4 = 0.038 \end{aligned}$$

c). Despeje S y calcule la pendiente de la línea de energía.

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

$$S = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 = h_f$$

$$S = \left(\frac{(0.847)(0.013)}{(0.038)^{2/3}} \right)^2 = 0.0095$$

d). Calcule para la longitud del problema.

$$h_f = 0.0095 \times 300 = 2.85 \text{ m.}$$

Resumen de resultados.

Como se puede observar, los resultados pueden ser muy variables, sin perder de vista que la ecuación más precisa es la de Darcy-Weisbach, siguiendo la de Hazen-Williams y finalmente la de Manning. Es importante señalar que esta precisión también se deriva de la experiencia para seleccionar los coeficientes de rugosidad adecuados. La ecuación de Manning da resultados poco precisos por lo que no se recomienda su uso en tuberías a presión.

ECUACION	PERDIDA DE CARGA
Darcy-Weisbach	1.37 m
Hazen-Williams	1.39 m
Manning	2.85 m

Para proyectos de plantas de tratamiento de aguas residuales, el cálculo de las pérdidas de carga por longitud de tubería no siempre requiere de una gran precisión por las siguientes razones:

- Normalmente hay gran variación de gastos (y por tanto de pérdidas de carga).
- Las pérdidas locales suelen ser iguales o mayores que las pérdidas por longitud de tubería.
- Los márgenes de seguridad en estructuras de control en las unidades de proceso pueden absorber variaciones.
- Los bordos libres permiten variaciones en los niveles del agua dentro de las unidades de proceso.

Gracias a estos factores, es posible utilizar, por sencillez, la ecuación de Hazen-Williams para el cálculo de pérdidas de energía (carga) en tuberías a presión, aunque sabemos que la ecuación Darcy-Weisbach considera más parámetros, siendo desde luego más precisa.

Pérdidas locales.

Si la velocidad de un fluido cambia de magnitud o dirección, generalmente se crea un disturbio hidráulico (remolino), que trae como resultado la pérdida de energía adicional a la estudiada en el tema anterior.

Las pérdidas de energía debidas a disturbios locales de flujo, como las que ocurren en piezas especiales como válvulas, tes, codos, ampliaciones, reducciones, etc., son llamadas pérdidas locales o pérdidas menores (figura II.8).

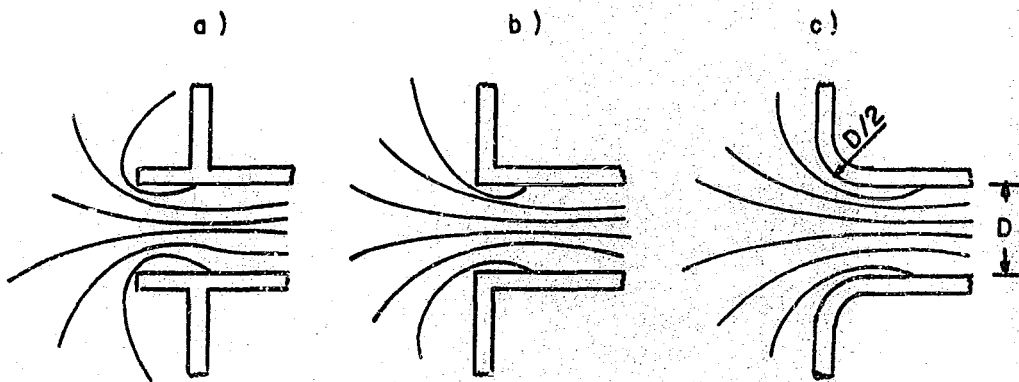


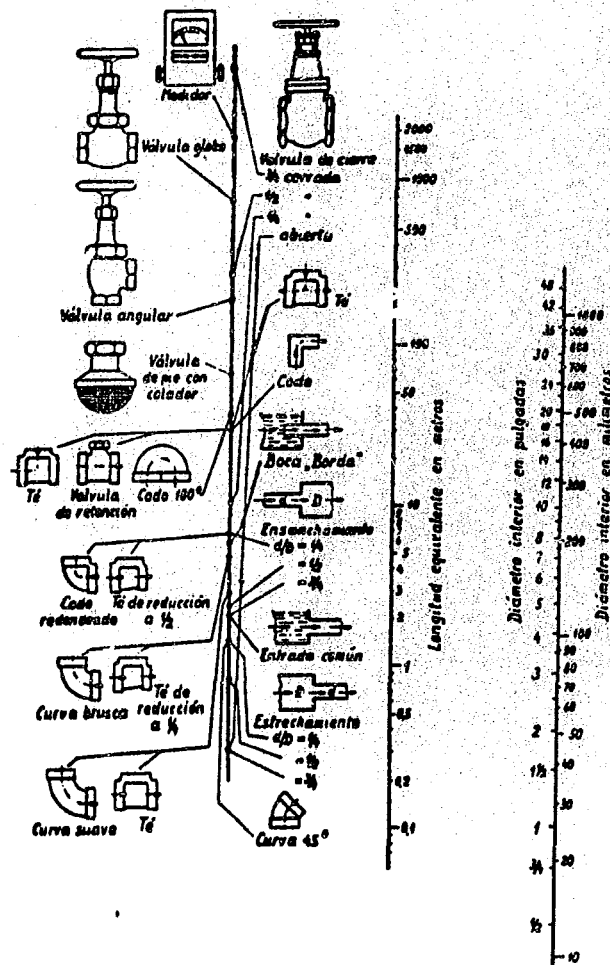
Figura II.8 Pérdida de carga local, por entrada; (a) $K = 0.78$, (b) $K = 0.50$, (c) $K = 0.23$.

El término "pérdida menor" algunas veces es mal utilizado pues este tipo de pérdida puede ser altamente significativa y en algunos casos más importante que la pérdida por fricción, sobre todo si se trata de arreglos de tuberías de corta longitud como es el caso de plantas de tratamiento de aguas residuales.

La distancia entre unidades de proceso en plantas de tratamiento generalmente es muy corta, también es común que existan codos, válvulas, tes, compuertas, reducciones etc., esto hace necesario el cálculo hidráulico de las pérdidas locales.

Existen dos criterios para el cálculo de pérdidas locales en piezas especiales:

La figura II.9 es un nomograma para obtener longitudes equivalentes de piezas especiales.



46

TABLA II.7 LONGITUD EQUIVALENTE EN METROS, PARA VALVULAS DE COMPUERTA Y CODOS DE 90° (Ref. 8)

DIAMETRO EN mm Y PULGADAS	VALVULA ABIERTA	VALVULA CON ¼ DE CIERRE	CODO DE 90°
25 (1")	0.18	1.07	1.83
38 (1½")	0.29	1.68	2.74
50 (2")	0.37	2.13	3.66
63 (2½")	0.43	2.44	4.27
76 (3")	0.52	3.35	5.18
100 (4")	0.73	4.27	6.40
150 (6")	1.07	6.10	10.36
200 (8")	1.37	7.92	13.72
250 (10")	1.83	10.36	16.76
300 (12")	2.13	12.19	19.81
350 (14")	2.44	14.63	22.86
400 (16")	2.74	16.76	27.43
450 (18")	3.35	18.29	30.48
500 (20")	3.66	21.03	33.53
610 (24")	5.27	24.38	42.67
760 (30")	5.18	30.48	51.82

El segundo criterio para el cálculo de pérdidas locales se expresa en términos de carga de velocidad con la expresión:

$$h_f = K \frac{V^2}{2g} \quad (\text{II.9})$$

Donde:

- h_f = Pérdida de carga, (m)
- K = Coeficiente de la pieza especial, (adimensional)
- V = Velocidad media del fluido antes de pasar por la pieza especial, (m/s)
- g = Constante de la aceleración de la gravedad, (9.81 m/s²)

Los criterios de cálculo dan resultados similares, sin embargo el segundo criterio es más utilizado ya que la literatura da mayor información en términos del coeficiente K, existiendo un gran número de valores encontrados para las distintas piezas especiales y condiciones de funcionamiento. La tabla II.8, (anexo 1) proporciona valores de K.

Existen fuentes en la literatura que nos dan la información para ambos criterios, por ejemplo, la tabla II.9 da valores de K y longitud equivalente para diferentes piezas especiales.

TABLA II.9 COEFICIENTE K Y LONGITUD EQUIVALENTE PARA DIFERENTES PIEZAS ESPECIALES (Ref. 6)

PIEZA ESPECIAL	COEFICIENTE K	LONGITUD EQUIVALENTE EN DIAMETROS DE TUBERIA
Te (flujo recto)	0.60	20
Te (flujo dividido)	1.80	60
Codo de 90°		
radio corto	0.90	32
radio medio	0.75	27
radio largo	0.60	20
Válvula de compuerta	0.48	17
Válvula de retención	3.7	135
Válvula mariposa	1.2	40

Ejemplo II.9

El efluente de un sedimentador primario sale a través de una canaleta y se conduce mediante una tubería de 508 mm (20") de diámetro hacia los tanques de aeración, como puede observarse en la figura II.10. Calcular las pérdidas de carga por fricción (longitud) y por piezas especiales, por los dos criterios descritos anteriormente, si el gasto máximo que se conducirá es de 300 lps.

De la figura II.10 se obtienen los siguientes datos:

$$L = 3 + 3 + 5.5 + 1 + 1 + 1.5 + 3.5 + 0.5$$

$$L = 19 \text{ m.}$$

De la figura II.10 se obtienen las piezas especiales y de las tablas y nomograma las longitudes equivalentes y los coeficientes correspondientes para formar la tabla II.10

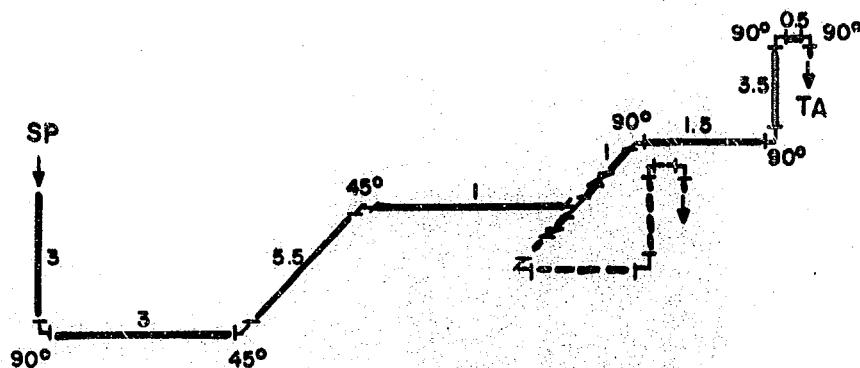


Figura II.10 Isométrico del ejemplo II.9.

a). Criterio de longitud equivalente.

Utilizando la ecuación de Hazen-Williams, seleccionando el coeficiente

$C = 110$ se tiene:

$$S = (Q/0.278 \times C \times (D)^{2.63})^{1.85}$$

$$S = (0.3/0.278 \times 110 \times (0.508)^{2.63})^{1.85}$$

$$S = 0.005196$$

$$h_f = 168.4 \times 0.005196 = 0.875 \text{ m}$$

TABLA II.10 DATOS DEL EJEMPLO 9

PIEZA ESPECIAL	L_e	L_{eq}	K	K_t
Longitud	19.0	19.0	-	-
Entrada	8.5	8.5	0.5	0.5
Codo 90° radio largo	14.0 x 5	70.0	0.6 x 5	3.0
Codo 45° construido en sitio	7.2 x 2	14.4	0.28 x 2	0.56
Te bifurcación normal	36.0	36.0	1.6	1.6
Válvula compuerta	3.5	3.5	0.19	0.19
Salida libre	17.0	17.0	1.0	1.0
Totales		168.4	-	6.85

- L_e = Longitud equivalente
- L_{et} = Longitud equivalente total
- K = Coeficiente para la pieza especial
- K_t = Coeficiente total

b). Criterio de carga de velocidad con coeficientes K .

Por un lado se calcula la pérdida por longitud, con la ecuación de Hazen-Williams del inciso anterior:

$$S = 0.005196$$

$$h_{fL} = 19 \times 0.005196 = 0.099 \text{ m}$$

Por otro lado, se calculan las pérdidas de las piezas especiales con los coeficientes seleccionados:

$$A = 0.785 D^2 = 0.785 (0.508)^2 = 0.2027 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 0.3/0.2027 = 1.48 \text{ m/s}$$

$$h_{fK} = \Sigma K V^2/2g$$

$$h_{fK} = 0.765 \text{ m}$$

$$h_{fT} = h_{fL} + h_{fK}$$

$$h_f = 0.099 + 0.765 = 0.864 \text{ m}$$

Resumen:

$$\text{Método de longitud equivalente } h_f = 0.875 \text{ m}$$

$$\text{Método de carga de velocidad } h_f = 0.864 \text{ m}$$

Como se observa, los resultados son similares con ambos métodos, cuando se seleccionan coeficientes adecuados.

Ejemplo II.10

Un cárcamo de bombeo de agua cruda alimenta una caja distribuidora, que a su vez alimenta a los sedimentadores primarios, de acuerdo con la figura II.11. El gasto máximo de cada bomba es de 150 lps y el gasto máximo total de 300 lps, los diámetros correspondientes son de 300 mm (12") para la salida de las bombas y de 500 mm (20") para la conducción a la caja partidora. Calcular la carga dinámica total.

Recordando que la carga dinámica total es la suma de la carga estática más las pérdidas de carga a través de las tuberías de conducción.

$$CDT = h_e + h_f$$

(II.10)

Donde: CDT = Carga dinámica total, (m)
 h_e = Carga estática, (m)
 h_f = Pérdidas de carga en el sistema, (m)

Solución por longitud equivalente.

De la figura II.11 obtenemos los siguientes datos:

$$\begin{aligned} h_e &= 13.00 - 7.00 &= 6.00 \text{ m} \\ L_{12} &= (9.30 - 6.60) + 0.5 + 0.3 &= 3.5 \text{ m} \\ L_{20} &= 3.0 + 4.0 + 3.7 &= 10.7 \text{ m} \end{aligned}$$

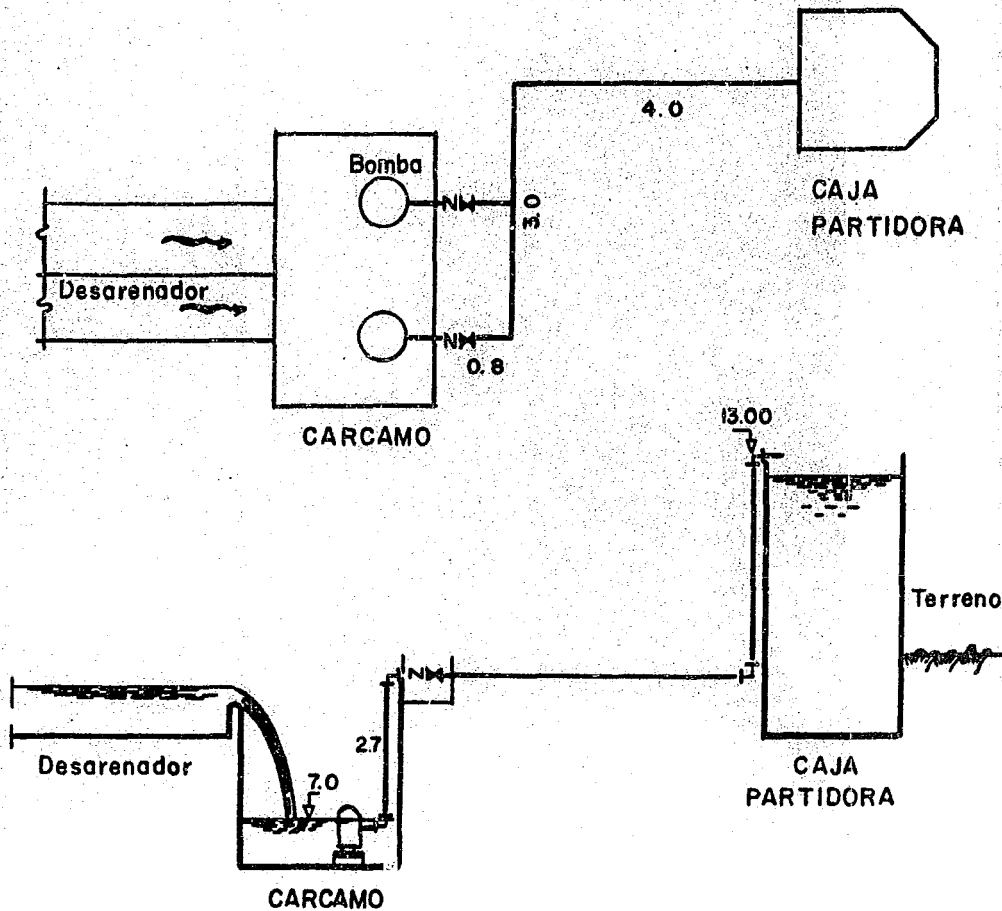


Figura II.11 Datos del ejemplo II.10.

Longitud equivalente de las siguientes piezas, (nomograma de la figura II.9):

PIEZA ESPECIAL	LONG. EQUIVALENTE
Longitud de tubería 12"	3.5
Codos de 90° y 12" (2 piezas)	$6.2 \times 2 = 12.4$
Válvula de retención 12" (1 piezas)	22
Válvula de compuerta 12" (1 pieza)	2.5
Total 12"	40.4 m.
Longitud de tubería 20"	10.7
Te 20" con vuelta (1 pieza)	36
Te 20" recta (1 pieza)	11
Codos 90° y 20" (3 piezas)	$14 \times 3 = 42$
Salida 20"	17
Total 20"	116.7 m.

Utilizando la ecuación de Hazen-Williams para $Q = 150$ lps, $C = 110$ y 300 mm (12") de diámetro.

$$\begin{aligned}
 S_{12"} &= (Q/0.278 \times C \times D^{2.63})^{1.85} \\
 S_{12"} &= (0.15/0.278 \times 110 \times (0.305)^{2.63})^{1.85} = 0.01725 \\
 h_{f12"} &= 40.4 \times 0.01725 = 0.697 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Utilizando la ecuación de Hazen-Williams para $Q = 300$ lps, $C = 110$ y 500 mm de diámetro.

Del ejemplo II.9 se conoce $S_{20"}$, para las mismas condiciones:

$$\begin{aligned}
 S_{20"} &= 0.005196 \\
 h_{f20"} &= 116.7 \times 0.005196 = 0.606 \text{ m} \\
 h_f &= 0.697 + 0.606 = 1.303 \\
 CDT &= 1.303 + 6.00 = 7.303 \approx 7.3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Flujo de lodos.

Las pérdidas de carga adicionales por el flujo de lodos en lugar de agua, dependen de la concentración y naturaleza de los lodos. El parámetro reológico que es afectado en mayor grado por la presencia de sólidos suspendidos es la viscosidad del fluido, mientras que el cambio en densidad es menos significativo. Ambos parámetros aumentan con el incremento de los sólidos suspendidos.

La correlación lineal de los esfuerzos cortantes, característica de fluidos newtonianos como el agua, no aplica a lodos bajo ciertas concentraciones de sólidos. La viscosidad del lodo es un parámetro difícil de medir debido al problema de separación de los sólidos con el agua.

Bajo estas condiciones, el análisis hidráulico de tuberías que conducen lodos concentrados no es fácil. Vesilind (Ref. 5), menciona que el método comúnmente utilizado para estimar pérdidas de carga en tuberías que conducen lodos es el de Hazen-Williams con un valor del coeficiente C modificado o bien por un método gráfico basado en datos de campo.

Cuando se utiliza la ecuación de Hazen-Williams, el coeficiente C se decrementa ya que los lodos concentrados son más difíciles de conducir que el agua. La correlación de C para agua y C modificado (C_M) para lodos según el contenido de sólidos se da en la tabla II.11

TABLA II.11 VALORES DEL COEFICIENTE C_M PARA LODOS (Ref. 5)

SOLIDOS TOTALES %	C_M
0	100
2	81
4	61
6	45
8.5	32
10	25

Debe tomarse en cuenta que las suspensiones diluidas, como los lodos activados, no difieren en su comportamiento con el agua, solamente si su concentración excede del 1% se deben hacer ajustes para el análisis hidráulico.

En algunos casos, el uso de la ecuación de Hazen-Williams para el cálculo de pérdidas de carga para lodos da como resultado tuberías con diámetros excesivos, por esto, algunos ingenieros diseñan con diámetros y gastos combinados de tal manera que se tengan velocidades entre 1 y 2.5 m/s.

El método gráfico mencionado anteriormente consiste en el uso de las gráficas II.1A, II.1B, II.1C y II.1D (Anexo 2) presentadas por Mulbarger (Ref. 2). Estas gráficas relacionan la pérdida de carga con la velocidad media del fluido, a diferentes concentraciones de sólidos, debido a que fue desarrollada bajo condiciones experimentales, puede ser representativa de lo que ocurra en condiciones de campo, aunque los resultados son muy conservadores.

Un tercer método presentado por Frost (Ref. 9), consiste en la relación encontrada entre la pérdida de carga con agua limpia y la pérdida de carga para flujo turbulento de lodos, a la misma velocidad y temperatura. Estas relaciones son:

$$\text{Lodos primarios} \quad Rh_f = 1.5 \quad (\text{II.11})$$

$$\text{Lodos activados} \quad Rh_f = 0.88 + 0.024 C \text{ para } C > 5 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{II.12})$$

$$\text{Lodos digeridos anaeróbicamente} \quad Rh_f = 0.80 + 0.016 C \text{ para } C > 15 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{II.13})$$

$$\text{Lodos de humus} \quad Rh_f = 0.84 + 0.020 C \text{ para } C > 10 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{II.14})$$

Donde: Rh_f = Relación de pérdida de carga, (adimensional)

C = Concentración de lodos, (kg/m^3)

Debe notarse que los métodos de cálculo presentados, solo nos dan resultados aproximados de las pérdidas de carga debidas a flujo de lodos, estos pueden ser utilizado con propósitos de diseño en ausencia de los parámetros reológicos determinados experimentalmente. Para una determinación más precisa se requieren metodologías en función de dichos parámetros.

Ejemplo II.11

Una tubería nueva de acero de 200 mm (8") de diámetro, conduce lodos primarios con una concentración de sólidos suspendidos del 4%. Calcular las pérdidas de carga en un tramo de 50 m, sabiendo que el gasto es de 50 lps.

Se resolverá por los tres métodos presentados.

a). Por el método de C_M .

Para tubería nueva de acero, $C = 140$

De acuerdo con la tabla II.11, para 4% de sólidos:

$$\begin{aligned} C_M &= 61\% \text{ de } C \\ C_M &= 140 (0.61) = 85.4 \end{aligned}$$

Aplicando Hazen-Williams.

$$\begin{aligned} S &= (Q/0.278 \times C_M \times D^{2.63})^{1.85} \\ S &= (0.050/0.278 \times 85.4 \times (0.203)^{2.63})^{1.85} = 0.02617 \\ h_f &= 50 \times 0.02617 = 1.31 \text{ m} \end{aligned}$$

b). Por el método gráfico.

$$\begin{aligned} A_{8''} &= 0.785 D^2 = 0.785 (0.203)^2 = 0.03243 \\ V &= Q/A = 0.050/0.03243 = 1.54 \text{ m/s} \end{aligned}$$

De la gráfica II.1.D (Anexo 2), para $V = 1.54 \text{ m/s} = 5.05 \text{ ft/s}$ tenemos:

$$\begin{aligned} h_f &= 2.2 \text{ ft/100 ft} \\ h_f &= 2.2 \text{ m/100 m} \\ h_f &= 2.2 (50/100) = 1.1 \text{ m} \end{aligned}$$

c). Por el método de Frost.

$$\begin{aligned} &\text{Utilizando Hazen-Williams para } C = 140 \\ S &= (0.050/0.278 \times 140 \times (0.203)^{2.63})^{1.85} \\ S &= 0.010487 \end{aligned}$$

Pérdida como si el fluido fuese agua:

$$h_f = 50 (0.010487) = 0.52$$

Pérdida para lodos primarios, aplicando la ecuación II.11:

$$\begin{aligned} R_{h_f} &= 1.5 \\ h_f &= 1.5 (0.52) = 0.78 \text{ m} \end{aligned}$$

Resumen:

Método de Coeficiente modificado	h_f	= 1.31 m
Método gráfico	h_f	= 1.10 m
Método de Frost	h_f	= 0.78 m

Los resultados obtenidos con los 3 métodos son variables, aunque el método de coeficiente modificado (C_M), dió un resultado similar al método gráfico. El método de Frost dió un resultado menos conservador, aun así, parece ser el método más adecuado por clasificar el coeficiente o relación Rh_f de acuerdo al origen del lodo y a su concentración. No hay que perder de vista que los 3 métodos son poco precisos pero para fines prácticos podemos utilizar cualquiera de ellos.

Ejemplo II.12

En una planta de tratamiento de lodos activados en la modalidad de contacto y estabilización, la recirculación se realiza de acuerdo con la figura II.12, calcule las pérdidas de carga si la concentración de sólidos en la recirculación es del 2%.

Por el método de longitud equivalente se calculan las pérdidas de carga como si fuese agua y posteriormente se aplica el método de Frost para obtener las pérdidas de carga por conducir lodos activados.

De la figura II.12, se obtienen los siguientes datos:

$$\begin{aligned} Q &= 150 \text{ lps} \\ D &= 200 \text{ mm (8")} \\ C &= 110 \end{aligned}$$

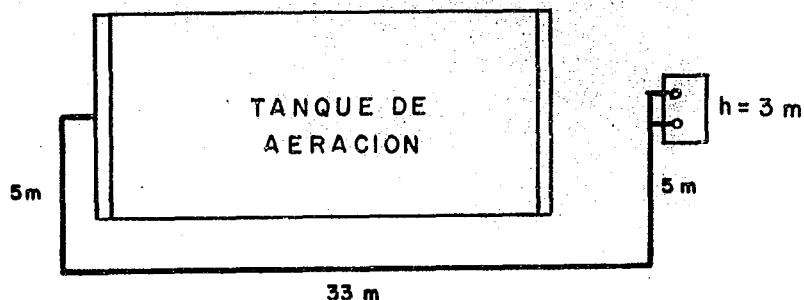


Figura II.12 Datos del ejemplo II.12.

Las siguientes piezas especiales y longitudes equivalentes forman parte del sistema de retorno.

PIEZA ESPECIAL	LONGITUD EQUIVALENTE
Longitud de la tubería	$3 + 5 + 33 + 5 + 3 + 1 = 51$
Válvula de retención	15
Válvula de compuerta	1.5
Codo de 45°	3.2
Codo de 90° (7 piezas)	$6.3 \times 7 = 44.1$
Salida	7
Longitud total equiv.	121.8 m.

Aplicando Hazen-Williams.

$$\begin{aligned}
 S &= (Q/0.278 \times C \times D^{2.63})^{1.85} \\
 S &= (0.050/0.278 \times 110 \times (0.203)^{2.63})^{1.85} = 0.016384 \\
 h_f &= 121.8 \times 0.016384 = 1.995 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Cálculo del factor Rh_f para lodos activados, (ecuación II.12).

$$\begin{aligned}
 \text{Si } C &= 2\% & &= 20 \text{ kg/m}^3 \\
 Rh_f &= 0.88 + 0.024 C & &C > 5 \text{ kg/m}^3 \\
 Rh_f &= 0.88 + 0.024 (20) & &= 1.36
 \end{aligned}$$

Cálculo de la pérdida de carga por conducir lodos activados.

$$h_f = 1.995 \times 1.36 = 2.71 \text{ m}$$

Múltiples alimentadores.

La aplicación de múltiples alimentadores se tiene cuando el gasto de una planta se distribuye a unidades de proceso similares por medio de una sola tubería. También se utilizan para alimentar diferentes puntos de un reactor biológico en la modalidad conocida como "alimentación escalonada" del proceso de lodos activados.

La principal función de los múltiples alimentadores es repartir el gasto en partes sensiblemente iguales. El cálculo de múltiples alimentadores es complejo, por lo que se desarrolló un procedimiento de cálculo simplificado que se presenta a continuación:

El análisis hidráulico de los múltiples alimentadores fue hecho por Hudson (Ref. 5). En su trabajo, presentó el esquema de múltiples alimentadores que se muestran en la figura II.13, Hudson indica que la pérdida de carga total del punto 1 al punto 2 es la suma de:

- 1.- Pérdida por fricción en el múltiple
- 2.- Pérdida por entrada al lateral
- 3.- Pérdida por fricción en el lateral y
- 4.- Pérdida por salida del lateral

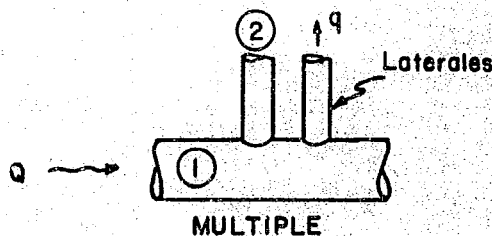


Figura II.13. Análisis de múltiples alimentadores.

Debido a que las pérdidas por fricción para éste caso, son generalmente insignificantes cuando se comparan con las pérdidas menores, la pérdida de carga total entre los puntos 1 y 2 puede ser aproximada con la relación:

$$h_f = h_E + \frac{V_L^2}{2g} \quad (\text{II.15})$$

Donde: h_f = Pérdida de carga entre 1 y 2, (m)
 h_E = Pérdida por entrada al lateral, (m)

$\frac{V_L^2}{2g}$ = Pérdida por salida del lateral, (m)

El término de pérdida por entrada, puede ser expresado como:

$$h_E = \frac{\alpha V_L^2}{2g} \quad (\text{II.16})$$

Donde: α = Coeficiente de pérdida por entrada, el cual es función de la relación entre la velocidad en el múltiple, aguas arriba del lateral, más una constante θ .

De acuerdo con Hudson, existe una relación lineal entre α y la relación de la velocidad promedio en el múltiple, aguas arriba del lateral y la velocidad promedio en el lateral. Esta relación puede ser expresada matemáticamente como:

$$\alpha = \frac{h_E}{\frac{V_L^2}{2g}} = \phi \left[\frac{V_M}{V_L} \right]^2 + \theta \quad (\text{II.17})$$

Donde: ϕ = Constante experimental de acuerdo al tipo de lateral
 θ = Constante experimental de acuerdo al tipo de lateral
 V_M = Velocidad media en el múltiple, aguas arriba del lateral, (m/s)
 V_L = Velocidad media en el lateral, (m/s)

Los valores de ϕ y θ se tomaron de datos experimentales presentados por Hudson y que se indican la tabla II.12.

TABLA II.12 VALORES DE LOS COEFICIENTES θ Y ϕ

LONGITUD DEL LATERAL	θ	ϕ
LARGO > 3 Diámetros	0.4	0.90
CORTO < 3 Diámetros	0.7	1.67

Despejando h_E de la ecuación II.17:

$$h_E = \left[\phi \left(\frac{V_M}{V_L} \right)^2 + \theta \right] \frac{V_L^2}{2g} \quad (\text{II.18})$$

Sustituyendo la ecuación II.18 en II.15:

$$h_f = [\phi \left(\frac{V_M}{V_L} \right)^2 + \theta] \frac{V_L^2}{2g} + \frac{V_L^2}{2g} \quad (\text{II.19})$$

Agrupando en una variable β :

$$h_f = \beta \frac{V_L^2}{2g} \quad (\text{II.20})$$

Donde:
$$\beta = \phi \left(\frac{V_M}{V_L} \right)^2 + \theta + 1 \quad (\text{II.21})$$

Para una distribución perfecta, las pérdidas de carga en cada lateral es la misma:

$$\frac{\beta_1 \cdot (V_L)_1^2}{2g} = \frac{\beta_2 \cdot (V_L)_2^2}{2g} = \frac{\beta_i \cdot (V_L)_i^2}{2g} = \text{CONSTANTE} \quad (\text{II.22})$$

de acuerdo a la ecuación anterior es posible escribir:

$$(V_L)_i = (V_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}} \quad (\text{II.23})$$

Por otro lado en un balance de gastos de cualquier sistema de múltiples alimentadores, se puede expresar que:

$$Q_0 = A_1 (V_L)_1 + A_2 (V_L)_2 + \dots + A_i (V_L)_i \quad (\text{II.24})$$

o bien:

$$Q_0 = q_1 + q_2 + \dots + q_i \quad (\text{II.25})$$

Donde:

- Q_0 = Gasto total en el múltiple, (m^3/s)
- q_i = Gasto en el lateral i, (m^3/s)
- A_i = Area de la sección del lateral, (m^2)
- $(V_L)_i$ = Velocidad media en el lateral i, (m/s)

Si se supone que todos los laterales tienen la misma forma y tamaño, sustituyendo la ecuación II.23 en la II.24 obtenemos:

$$Q_0 = A (V_L)_1 + A (V_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_2}} + A (V_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_3}} + \dots A (V_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}} \quad (\text{II.26})$$

Agrupando:

$$Q_0 = A (V_L)_1 \left[1 + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_2}} + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_3}} + \dots + \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}} \right] \quad (\text{II.27})$$

Despejando V_L se obtiene:

$$(V_L)_1 = \frac{Q_0}{A\sqrt{\beta_1}} \left[\sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{1}{\beta_i}} \right]^{-1} \quad (\text{II.28})$$

Donde: $(V_L)_1$ = Velocidad en el lateral 1, (m/s)
 A = Area de la sección de un lateral, (m²)
 n = Número de laterales
 Q = Gasto en el múltiple, (m³/s)
 β = Variable definida en la ecuación II.21

Ejemplo II.13

Considere el múltiple de la figura II.14 el gasto total en el múltiple es de 450 lps Determine la distribución de gastos si el diámetro del múltiple es de 0.508 m (20") y el diámetro de los laterales es de 0.203 m (8"). Supóngase que los laterales son cortos.

Para resolver este problema, es necesario construir la tabla de cálculo II.13, ya que la solución es un proceso iterativo, esta tabla se encuentra al final de la segunda iteración.

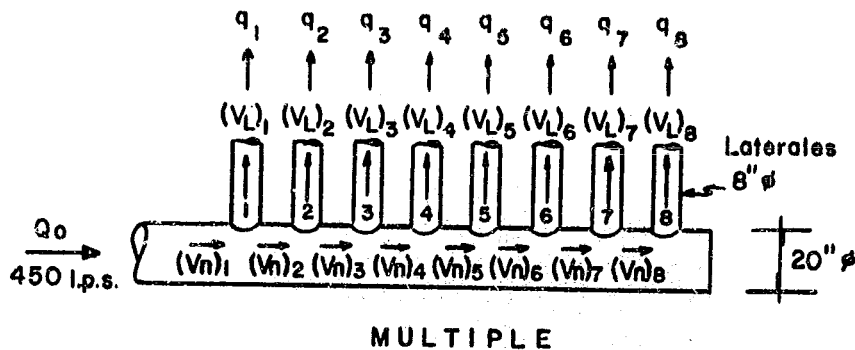


Figura II.14 Datos del ejemplo II.13.

Primera iteración:

- a). Suponga que inicialmente el gasto total se distribuye por igual en los 8 laterales:

$$q_1 = \frac{Q_0}{8} = \frac{0.450}{8} = 0.05625 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

Con este valor llene la columna (q_i) de la tabla II.13.

- b). Calcule la velocidad para cada lateral $(V_L)_i$.

$$A = 0.785 D^2 = 0.785(0.203)^2 = 0.03235 \text{ m}^2.$$

$$(V_L)_1 = \frac{q_1}{A} = \frac{0.0562}{0.03235} = 1.737 \text{ (m/s)}$$

Con este valor, en este primer caso, llene la columna $(V_L)_i$.

- c). Considere la reducción del gasto en cada lateral y calcule el gasto en el múltiple, aguas arriba de cada lateral, estos valores llenan la columna $(Q_M)_i$.

Q_1	=	Q_0	=	0.4500
Q_2	=	$Q_1 - q_1$	=	0.3938
Q_3	=	$Q_2 - q_2$	=	0.3376
Q_4	=	$Q_3 - q_3$	=	0.2814
Q_5	=	$Q_4 - q_4$	=	0.2252
Q_6	=	$Q_5 - q_5$	=	0.1690
Q_7	=	$Q_6 - q_6$	=	0.1128
Q_8	=	$Q_7 - q_7$	=	0.0566

- d). Usando los valores de $(Q_M)_i$, calcule la velocidad media en el múltiple, aguas arriba de cada salida, estos valores son los de la columna $(V_M)_i$.

$$(V_M)_1 = \frac{Q_1}{A} = \frac{0.4500}{0.2025} = 2.22$$

$$(V_M)_5 = \frac{Q_5}{A} = 1.11$$

$$(V_M)_2 = \frac{Q_2}{A} = 1.94$$

$$(V_M)_6 = \frac{Q_6}{A} = 0.83$$

$$(V_M)_3 = \frac{Q_3}{A} = 1.67$$

$$(V_M)_7 = \frac{Q_7}{A} = 0.56$$

$$(V_M)_4 = \frac{Q_4}{A} = 1.39$$

$$(V_M)_8 = \frac{Q_8}{A} = 0.28$$

- e). Calcule la relación de velocidades (R).

$$R_i = \left[\frac{V_{M_i}}{V_{L_1}} \right]^2$$

$$R_1 = \left[\frac{V_{M_1}}{V_{L_1}} \right]^2 = \left[\frac{2.2}{1.737} \right]^2 = 1.633$$

$$R_2 = 1.369$$

$$R_3 = 0.924$$

$$R_4 = 0.640$$

$$R_5 = 0.408$$

$$R_6 = 0.228$$

$$R_7 = 0.104$$

$$R_8 = 0.026$$

- f). Calcule β_i utilizando los valores de ϕ y θ adecuados y la ecuación II.21:

$$\beta_i = \phi \left[\frac{V_{M_i}}{V_{L_1}} \right]^2 + \theta + 1$$

Para $\phi = 1.67$ y $\theta = 0.7$

$$\begin{aligned}
\beta_1 &= (1.67) (1.633) + 0.7 + 1 = 4.427 \\
\beta_2 &= 3.986 \\
\beta_3 &= 3.243 \\
\beta_4 &= 2.769 \\
\beta_5 &= 2.381 \\
\beta_6 &= 2.081 \\
\beta_7 &= 1.874 \\
\beta_8 &= 1.743
\end{aligned}$$

g). Calcule el término $\sqrt{1/\beta_i}$ para cada lateral.

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_1}} = 0.475$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_2}} = 0.501$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_3}} = 0.555$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_4}} = 0.601$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_5}} = 0.648$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_6}} = 0.693$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_7}} = 0.730$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_8}} = 0.757$$

Segunda iteración.

a). Se calcula la velocidad en el primer lateral $(V_L)_1$:

$$(V_L)_1 = \frac{Q_0}{A\sqrt{\beta_1}} \left[\sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{1}{\beta_i}} \right]^{-1}$$

$$(V_L)_1 = \frac{0.450}{(0.03235)\sqrt{4.427}} (4.96)^{-1} = 1.333$$

b). Usando los valores de β_i se calculan las velocidades en cada lateral.

$$(V_L)_i = (V_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}}$$

$$(V_L)_2 = 1.333 \sqrt{\frac{4.427}{3.986}} = 1.405$$

$$(V_L)_3 = 1.333 \sqrt{\frac{4.427}{3.243}} = 1.557$$

$$(V_L)_4 = 1.333 \sqrt{\frac{4.427}{2.769}} = 1.685$$

$$(V_L)_5 = 1.333 \sqrt{\frac{4.427}{2.381}} = 1.818$$

$$(V_L)_6 = 1.333 \sqrt{\frac{4.427}{2.081}} = 1.944$$

$$(V_L)_7 = 1.333 \sqrt{\frac{4.427}{1.874}} = 2.045$$

$$(V_L)_8 = 1.333 \sqrt{\frac{4.427}{1.743}} = 2.124$$

c). Con estas velocidades y el área de la sección de los laterales se calcula el gasto en cada uno de ellos.

$$\begin{aligned} q_i &= (V_L)_i A \\ q_1 &= 1.333 (0.03235) = 0.0431 \\ q_2 &= 0.0454 \\ q_3 &= 0.0504 \\ q_4 &= 0.0545 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_5 &= 0.0588 \\ q_6 &= 0.0629 \\ q_7 &= 0.0662 \\ q_8 &= 0.0687 \end{aligned}$$

d). Calcule el gasto en el múltiple antes de cada lateral.

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= Q_0 = 0.450 \\
 Q_2 &= Q_1 - q_1 = 0.450 - 0.0431 = 0.4069 \\
 Q_3 &= 0.3542 \\
 Q_4 &= 0.2997 \\
 Q_5 &= 0.2409 \\
 Q_6 &= 0.1780 \\
 Q_7 &= 0.1118 \\
 Q_8 &= 0.0431
 \end{aligned}$$

e). Calcule las velocidades medias en el múltiple antes de cada lateral.

$$(V_M)_i = \frac{Q_{M1}}{A}$$

$$(V_M)_1 = \frac{0.450}{0.2025} = 2.222$$

$$(V_M)_2 = 1.998$$

$$(V_M)_3 = 1.749$$

$$(V_M)_4 = 1.480$$

$$(V_M)_5 = 1.190$$

$$(V_M)_6 = 0.879$$

$$(V_M)_7 = 0.552$$

$$(V_M)_8 = 0.213$$

f). Calcule $\left[\frac{(V_M)_i}{(V_L)_i} \right]^2$ para cada lateral:

$$R_1 = \left[\frac{(V_M)_1}{(V_L)_1} \right]^2 = 2.779$$

$$R_2 = 2.022$$

$$R_3 = 1.262$$

$$R_4 = 0.771$$

$$R_5 = 0.428$$

$$R_6 = 0.204$$

$$R_7 = 0.073$$

$$R_8 = 0.010$$

g). Determine los valores de β_i con:

$$\beta_i = \phi \left[\frac{(V_M)_i}{(V_L)_i} \right]^2 + \theta + 1$$

$$\beta_1 = 1.67(2.779) + 0.7 + 1 = 6.341$$

$$\beta_2 = 5.077$$

$$\beta_3 = 3.807$$

$$\beta_4 = 2.988$$

$$\beta_5 = 2.415$$

$$\beta_6 = 2.041$$

$$\beta_7 = 1.822$$

$$\beta_8 = 1.717$$

**TABLA II.13 CALCULO DE GASTOS EN CADA LATERAL
POR METODO ITERATIVO (EJEMPLO II.13)**

LATERAL	q_l	$(V_L)_l$	$(Q_m)_l$	$(V_m)_l$	$(\frac{V_{m_l}}{V_{L_l}})^2$	β_l	$\sqrt{\frac{1}{\beta_l}}$
ITERACION 1							
1	0.0562	1.737	0.4500	2.22	1.633	4.427	0.475
2	0.0562	1.737	0.3938	1.94	1.369	3.986	0.501
3	0.0562	1.737	0.3376	1.67	0.928	3.243	0.555
4	0.0562	1.737	0.2814	1.39	0.640	2.769	0.601
5	0.0562	1.737	0.2252	1.11	0.408	2.381	0.648
6	0.0562	1.737	0.1690	0.83	0.228	2.081	0.693
7	0.0562	1.737	0.1128	0.56	0.104	1.874	0.730
8	0.0562	1.737	0.0566	0.28	0.026	1.743	0.757
						Σ	4.96
ITERACION 2							
1	0.0431	1.333	0.4500	2.222	2.779	6.341	0.397
2	0.0454	1.405	0.4046	1.998	2.022	5.077	0.444
3	0.0504	1.557	0.3542	1.749	1.262	3.807	0.5125
4	0.0545	1.685	0.2997	1.480	0.771	2.988	0.579
5	0.0588	1.818	0.2409	1.190	0.428	2.415	0.643
6	0.0629	1.944	0.1780	0.879	0.204	2.041	0.700
7	0.0662	2.045	0.1118	0.552	0.073	1.822	0.741
8	0.0687	2.124	0.0431	0.213	0.010	1.717	0.763
						Σ	4.427

h). Calcule $\sqrt{\frac{1}{\beta_i}}$:

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_1}} = 0.397$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_5}} = 0.643$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_2}} = 0.444$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_6}} = 0.700$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_3}} = 0.5125$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_7}} = 0.741$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_4}} = 0.579$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_8}} = 0.763$$

Con los valores obtenidos hasta aquí, se llena la tabla II.13 con 2 iteraciones.

El cálculo iterativo continúa, hasta que la diferencia entre los gastos de los laterales para las últimas dos iteraciones, esté dentro de un criterio de error especificado.

Para la sexta iteración se obtienen los siguientes valores (lps); que se consideran como resultados finales, figura II.15.

$$\begin{aligned} q_1 &= 32.0 \\ q_2 &= 38.9 \\ q_3 &= 47.0 \\ q_4 &= 54.9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_5 &= 62.0 \\ q_6 &= 67.9 \\ q_7 &= 72.3 \\ q_8 &= 75.0 \end{aligned}$$

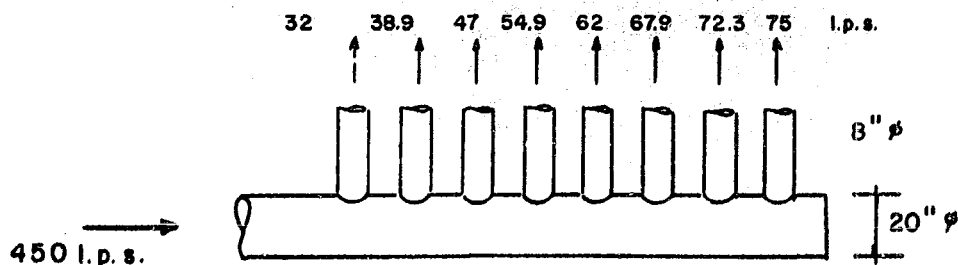


Figura II.15 Resultados del ejemplo II.13.

Ejemplo II.14

El gasto de entrada a un reactor biológico en una planta de lodos activados en la modalidad de alimentación escalonada, será distribuido mediante un múltiple alimentador con 4 laterales, el gasto de diseño es de 200 lps. Diseñar el múltiple alimentador de tal manera que se trate de equirpartir el gasto por los 4 laterales. El múltiple es de laterales largos.

Se ha visto que si se trata de conservar la velocidad en el múltiple, reduciendo el diámetro del múltiple, se mejora sustancialmente la equirpartición, aunque el cálculo pierde precisión ya que no se consideran las pérdidas de carga por las reducciones requeridas.

Múltiple propuesto.

Idealmente se trata de equirpartir el gasto:

Considerando velocidad de 1.5 m/s, de la tabla I.3 se seleccionan los diámetros del múltiple, de acuerdo con los gastos de 200, 150, 100 y 50 lps.

$D_{200 \text{ lps}}$	$= 400 \text{ mm } (16")$	$A_{16"} = 0.1297 \text{ m}^2$
$D_{150 \text{ lps}}$	$= 355 \text{ mm } (14")$	$A_{14"} = 0.0993 \text{ m}^2$
$D_{100 \text{ lps}}$	$= 300 \text{ mm } (12")$	$A_{12"} = 0.0729 \text{ m}^2$
$D_{50 \text{ lps}}$	$= 200 \text{ mm } (8")$	$A_{8"} = 0.0324 \text{ m}^2$

Con esta propuesta (figura II.16) se sigue el procedimiento de cálculo del ejemplo anterior. Los resultados se presentan en la tabla II.14.

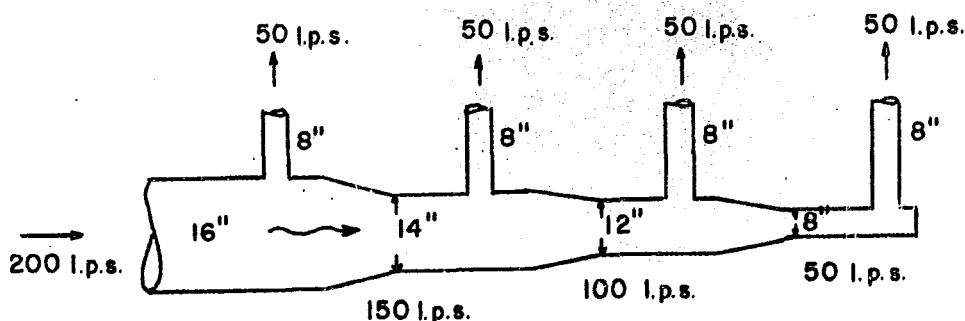


Figura II.16 Múltiple propuesto, ejemplo II.14.

Primera iteración.

$$a). \quad q_1 = \frac{Q_0}{4} = \frac{0.200}{4} = 0.050 \frac{m^3}{s}$$

$$b). \quad (V_L)_1 = \frac{0.050}{0.032} = 1.54$$

$$c). \quad \begin{aligned} Q_1 &= Q_0 &= 0.200 \\ Q_2 &= Q_1 - q_1 &= 0.150 \\ Q_3 &= Q_2 - q_2 &= 0.100 \\ Q_4 &= Q_3 - q_3 &= 0.050 \end{aligned}$$

$$d). \quad (V_M)_1 = \frac{0.200}{0.1297} = 1.54$$

$$(V_M)_3 = \frac{0.100}{0.0729} = 1.37$$

$$(V_M)_2 = \frac{0.150}{0.0993} = 1.51$$

$$(V_M)_4 = \frac{0.050}{0.0324} = 1.54$$

$$e). \quad R_1 = \left(\frac{V_{M1}}{V_{L1}} \right)^2$$

$$R_1 = 1.06$$

$$R_2 = 0.96$$

$$R_3 = 0.79$$

$$R_4 = 1.00$$

$$f). \quad \beta_i = \phi \left(\frac{V_{M1}}{V_{L1}} \right)^2 + \theta + 1$$

Para lateral largo, $\phi = 0.90$ y $\theta = 0.40$:

$$\beta_1 = 0.90 (1.0) + 0.40 + 1 = 2.30$$

$$\beta_2 = 2.264$$

$$\beta_3 = 2.111$$

$$\beta_4 = 2.30$$

$$g). \quad \sqrt{\frac{1}{\beta_i}}$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_1}} = 0.659$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_4}} = 0.659$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_2}} = 0.665$$

$$\Sigma \sqrt{\frac{1}{\beta_i}} = 2.671$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_3}} = 0.688$$

Segunda iteración.

$$a). \quad (V_L)_1 = \frac{Q_0}{A \sqrt{\beta_1}} \left[\sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{1}{\beta_i}} \right]^{-1}$$

$$(V_L)_1 = \frac{0.200}{0.0324 (\sqrt{2.3}) (2.671)} = 1.524$$

$$b). \quad (V_L)_2 = (V_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_2}} = 1.524 \sqrt{\frac{2.3}{2.264}} = 1.536$$

$$(V_L)_3 = (V_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_3}} = 1.524 \sqrt{\frac{2.3}{2.111}} = 1.591$$

$$(V_L)_4 = (V_L)_1 \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_4}} = 1.524 \sqrt{\frac{2.3}{2.3}} = 1.524$$

$$c). \quad q_i = A V_i$$

$$q_1 = 0.049$$

$$q_2 = 0.050$$

$$q_3 = 0.052$$

$$q_4 = 0.049$$

$$d). \quad Q_1 = Q_0 = 200$$

$$Q_2 = 151$$

$$Q_3 = 101$$

$$Q_4 = 49$$

$$e). \quad (V_M)_1 = 1.54$$

$$(V_M)_2 = 1.52$$

$$(V_M)_3 = 1.38$$

$$(V_M)_4 = 1.54$$

$$f). \quad \left(\frac{V_{N1}}{V_{L1}} \right)^2 = R_1 = 1.021$$

$$\left(\frac{V_{N3}}{V_{L3}} \right)^2 = R_3 = 0.752$$

$$\left(\frac{V_{M_2}}{V_{L_2}}\right)^2 = R_2 = 0.979$$

$$\left(\frac{V_{M_4}}{V_{L_4}}\right)^2 = R_4 = 0.982$$

$$\begin{aligned} \text{g). } \beta_1 &= 2.319 \\ \beta_2 &= 2.281 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_3 &= 2.077 \\ \beta_4 &= 2.283 \end{aligned}$$

$$\text{h). } \sqrt{\frac{1}{\beta_1}} = 0.657$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_3}} = 0.694$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_2}} = 0.662$$

$$\sqrt{\frac{1}{\beta_4}} = 0.662$$

$$\sum \sqrt{\frac{1}{\beta_i}} = 2.675$$

$$\text{a). } (V_L)_1 = \frac{0.200}{0.0324 (\sqrt{2.319}) (2.675)} = 1.515$$

$$\text{b). } (V_L)_2 = 1.515 \sqrt{\frac{2.319}{2.281}} = 1.528$$

$$(V_L)_3 = 1.515 \sqrt{\frac{2.319}{2.077}} = 1.601$$

$$(V_L)_4 = 1.515 \sqrt{\frac{2.319}{2.283}} = 1.527$$

Tercera iteración.

$$\begin{aligned} \text{c). } q_1 &= 0.049 \\ q_2 &= 0.050 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_3 &= 0.052 \\ q_4 &= 0.049 \end{aligned}$$

Como los resultados de esta iteración son iguales a la iteración anterior, se consideran como los resultados finales.

TABLA II.14 CALCULO DE GASTOS PARA EL EJEMPLO II.14

LATERAL	q_i	$(V_L)_i$	$(Q_m)_i$	$(V_m)_i$	$(\frac{V_{m_i}}{V_{L_i}})$	β_i	$\sqrt{\frac{1}{\beta_i}}$
ITERACION 1							
1	0.050	1.54	0.200	1.54	1.00	2.300	0.659
2	0.050	1.54	0.150	1.51	0.96	2.264	0.665
3	0.050	1.54	0.100	1.37	0.79	2.111	0.688
4	0.050	1.54	0.050	1.54	1.00	2.300	0.659
						Σ	2.671
ITERACION 2							
1	0.049	1.524	0.200	1.54	1.021	2.319	0.657
2	0.050	1.536	0.151	1.52	0.979	2.281	0.662
3	0.052	1.591	0.101	1.38	0.752	2.077	0.694
4	0.049	1.524	0.049	1.51	0.982	2.283	0.662
						Σ	2.675
ITERACION 3							
1	0.049	1.515					
2	0.050	1.528					
3	0.052	1.601					
4	0.049	1.527					

Resultado.

Los resultados obtenidos por este método nos indican que tendremos una excelente repartición del gasto a lo largo del tanque de aeración (figura II.17), lo importante es seleccionar diámetros de tubería que conserven, en lo posible, la misma velocidad en el múltiple alimentador.

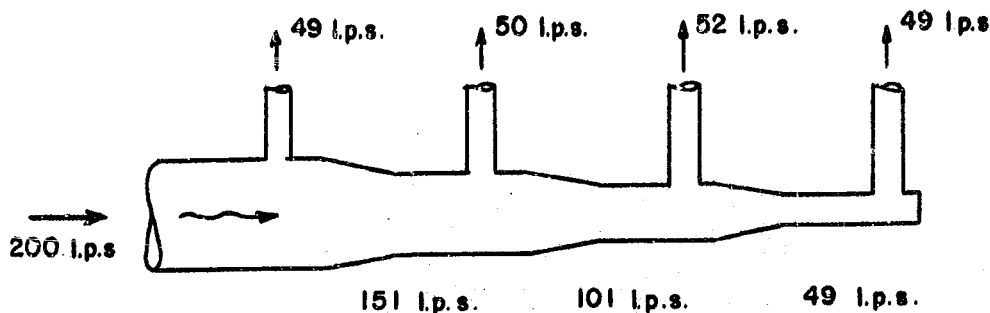


Figura II.17 Resultados del ejemplo II.14.

II.2.2 FLUJO EN CANALES ABIERTOS.

En ocasiones se requiere que el agua residual sea conducida en zanjias, canales y canaletas, cuya sección está parcialmente llena. Su aplicación en ingeniería ambiental es común, por ejemplo; canales de aproximación o de salida a las plantas de tratamiento, canales de interconexión entre unidades de proceso principalmente para gastos altos y terrenos con pendiente, canales de recolección de agua sedimentada y alcantarillados con tuberías parcialmente llenas trabajando por gravedad.

En esta sección presentaremos métodos de cálculo rápido para canales y canaletas, sin entrar a grandes detalles de formulaciones que quedan fuera del alcance de este trabajo.

Canales rectangular, trapezoidal y circular.

El límite en la parte superior de los canales abiertos es la superficie libre del agua, existiendo la interfase aire-líquido y por tanto la presión atmosférica. Así para canales abiertos, la línea del gradiente hidráulico coincide con la superficie del agua, ésta es una gran diferencia comparativamente con tuberías o conductos que fluyen totalmente llenos (a presión).

En tuberías a presión, está mueve el agua a través del tubo y el flujo es independiente de su localización física (horizontal, vertical, por arriba o por abajo del terreno).

En canales abiertos el movimiento del agua se debe a la fuerza de la gravedad que empuja el agua de partes altas a partes mas bajas.

El flujo en un canal abierto puede ser laminar o turbulento, uniforme o variado, estable o inestable. La mayor parte de los problemas de diseño encontrados en la práctica son para flujos turbulentos, estables y uniformes o para flujos turbulentos, estables y variados.

Flujo uniforme es cuando la sección, gasto y tirante permanecen constantes a lo largo del tramo de canal en estudio (figura II.18).

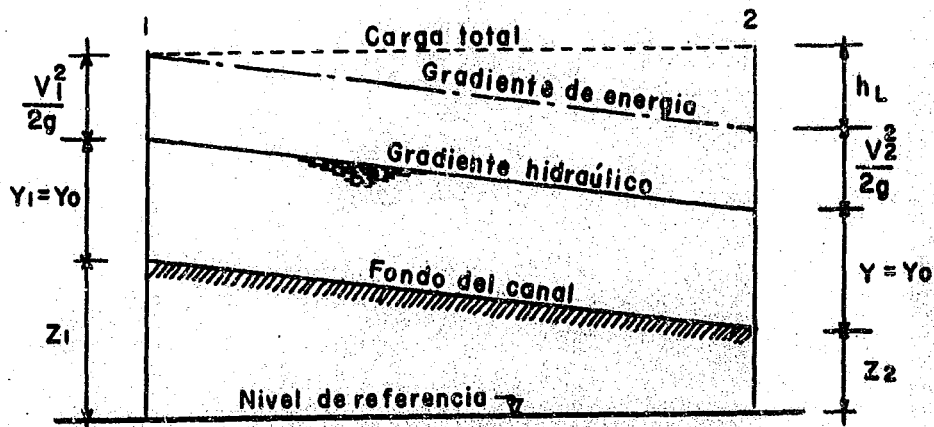


Figura II.18 Flujo uniforme en canales abiertos.

Flujo variado es cuando el tirante cambia de sección a sección a lo largo del canal en estudio (no confundir con variación en el tiempo), ocurriendo por ejemplo en cambios de dirección, de pendiente, de gasto, de sección, o de rugosidad (figura II.19).

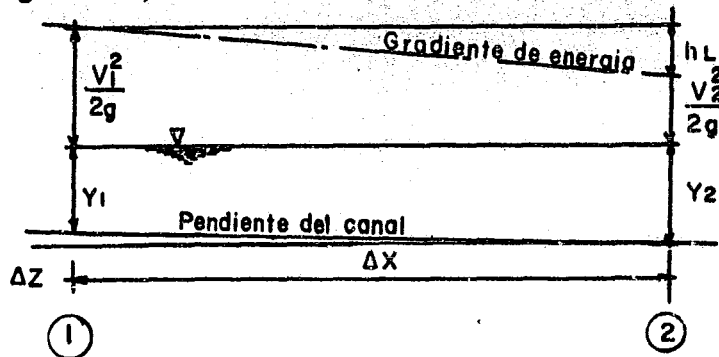


Figura II.19 Flujo gradualmente variado.

Las ecuaciones de flujo uniforme son importantes porque muchos problemas de flujo variado se resuelven con una aplicación discreta de la teoría de flujo uniforme.

Flujo uniforme.

La ecuación de Manning es la de mayor aplicación en problemas de flujo uniforme, donde la pendiente del canal coincide con el gradiente de energía.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{II.29})$$

$$Q = AV = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{II.30})$$

Donde:

V	= Velocidad del flujo, (m/s)
n	= Coeficiente de rugosidad, (adimensional)
R	= Radio hidráulico, (m)
S	= Pendiente del piso del canal, (m/m)
Q	= Gasto, (m ³ /s)
A	= Area de la sección transversal del canal, (m ²)

El valor del coeficiente de rugosidad n , es de gran importancia para obtener resultados más precisos, se debe seleccionar este valor con mucho cuidado. La tabla II.6 proporciona valores de n .

La ecuación de Manning es aplicable a diferentes secciones de canales; rectangulares, trapezoidales y circulares son los mas comunes. La tabla II.15 muestra las características geométricas de diferentes secciones y la figura II.19.A las variables de cada sección.

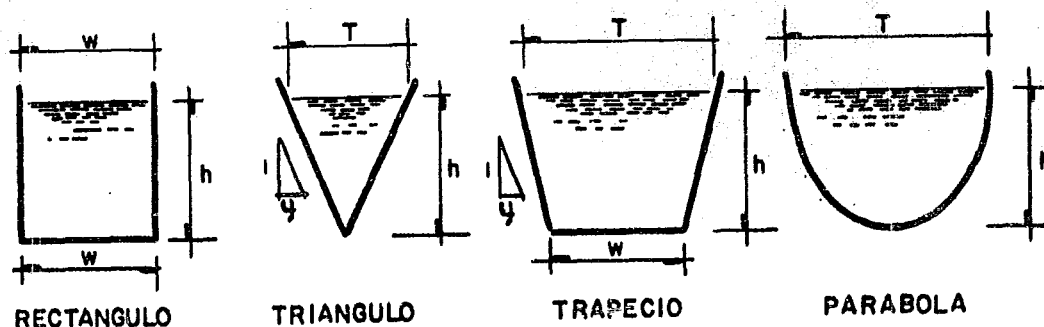


Figura II.19.A Secciones más utilizadas en canales abiertos.

Utilizando la gráfica II.2 podemos calcular el tirante normal, proponiendo un valor del diámetro d_o de un canal circular o el ancho de la base b , de un canal rectangular o trapezoidal.

Dividiendo las ecuación II.31 entre el ancho de la base b o el diámetro del canal circular d_o , elevados al exponente $8/3$.

$$\frac{Q n}{S^{1/2} b^{8/3}} = \frac{A R^{2/3}}{b^{8/3}} \quad (\text{II.32})$$

$$\frac{Q n}{S^{1/2} d_o^{8/3}} = \frac{A R^{2/3}}{d_o^{8/3}} \quad (\text{II.33})$$

Donde:

- Q = Gasto, (m^3/s)
- n = Coeficiente de rugosidad, (adimensional)
- S = Pendiente del canal, (adimensional)
- d_o = Diámetro del canal circular, (m)
- b = Ancho de la base, (m)
- A = Area de la sección, (m^2)
- R = Radio hidráulico, (m)

Una vez obteniendo el valor, $A R^{2/3}/b^{8/3}$, se utiliza la gráfica II.2, se encuentra la relación:

$$y/b \text{ ó } y/d_o$$

Como b o d_o , son conocidos, despejamos el tirante normal y o el diámetro d_o .

Ejemplo II.15

Se requiere un canal de alejamiento, que conduzca las aguas tratadas de una planta al sitio de descarga. El gasto máximo de diseño es de 1200 lps. La pendiente del terreno (y del canal) es de 0.001 milésimas (1 m/ 1000 m). El canal será de concreto.

Calcular velocidad y tirante, así como la pérdida de carga para 350 m.

Se selecciona un canal trapezoidal con taludes 1:1, $n = 0.013$ y ancho de la base b de 1.00 m. (figura II.20).

En problemas aplicados a plantas de tratamiento de aguas residuales, el gasto, la pendiente y el coeficiente de rugosidad n , son datos conocidos o supuestos. Se propone la geometría del canal y bajo estas condiciones queda por calcular el tirante normal. Existe una metodología que nos lleva al cálculo rápido de este tirante.

TABLA II.15 SECCIONES Y RELACIONES GEOMETRICAS MAS COMUNES EN CANALES ABIERTOS

	RECTANGULO	TRIANGULO	TRAPECIO	PARABOLA
AREA	wh	yh^2	$wh + yh^2$	$\frac{2}{3} hT$
PERIMETRO MOJADO	$w + 2h$	$2h \sqrt{y^2 + 1}$	$w + 2h \sqrt{y^2 + 1}$	$T + \frac{8h^2}{3T}$
RADIO HIDRAULICO	$\frac{wh}{w + 2h}$	$\frac{yh}{2 \sqrt{y^2 + 1}}$	$\frac{wh + yh^2}{w + 2h \sqrt{y^2 + 1}}$	$\frac{2hT^2}{3T^2 + 8h^2}$
ANCHO	w	$2yh$	$w + 2yh$	$\frac{3A}{2h}$

- T = Ancho en la superficie del agua
 w = Ancho en el fondo del canal
 h = Profundidad del agua (tirante)
 y = Pendiente del talud (ver figura II.19.A).

Agrupando la ecuación II.30:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} = A R^{2/3} \quad (II.31)$$

Como mencionamos, los valores Q , n y S generalmente son conocidos (por las características del proyecto).

Utilizando la gráfica II.2 podemos calcular el tirante normal, proponiendo un valor del diámetro do de un canal circular o el ancho de la base b , de un canal rectangular o trapezoidal.

Dividiendo la ecuación II.31 entre el ancho de la base b o el diámetro del canal circular do , elevados al exponente $8/3$.

$$\frac{Q n}{S^{1/2} b^{8/3}} = \frac{A R^{2/3}}{b^{8/3}} \quad (II.32)$$

$$\frac{Q n}{S^{1/2} do^{8/3}} = \frac{A R^{2/3}}{do^{8/3}} \quad (II.33)$$

Donde:

- Q = Gasto, (m^3/s)
- n = Coeficiente de rugosidad, (adimensional)
- S = Pendiente del canal, (adimensional)
- do = Diámetro del canal circular, (m)
- b = Ancho de la base, (m)
- A = Area de la sección, (m^2)
- R = Radio hidráulico, (m)

Una vez obteniendo el valor, $A R^{2/3}/b^{8/3}$, se utiliza la gráfica II.2, se encuentra la relación:

$$y/b \text{ ó } y/do$$

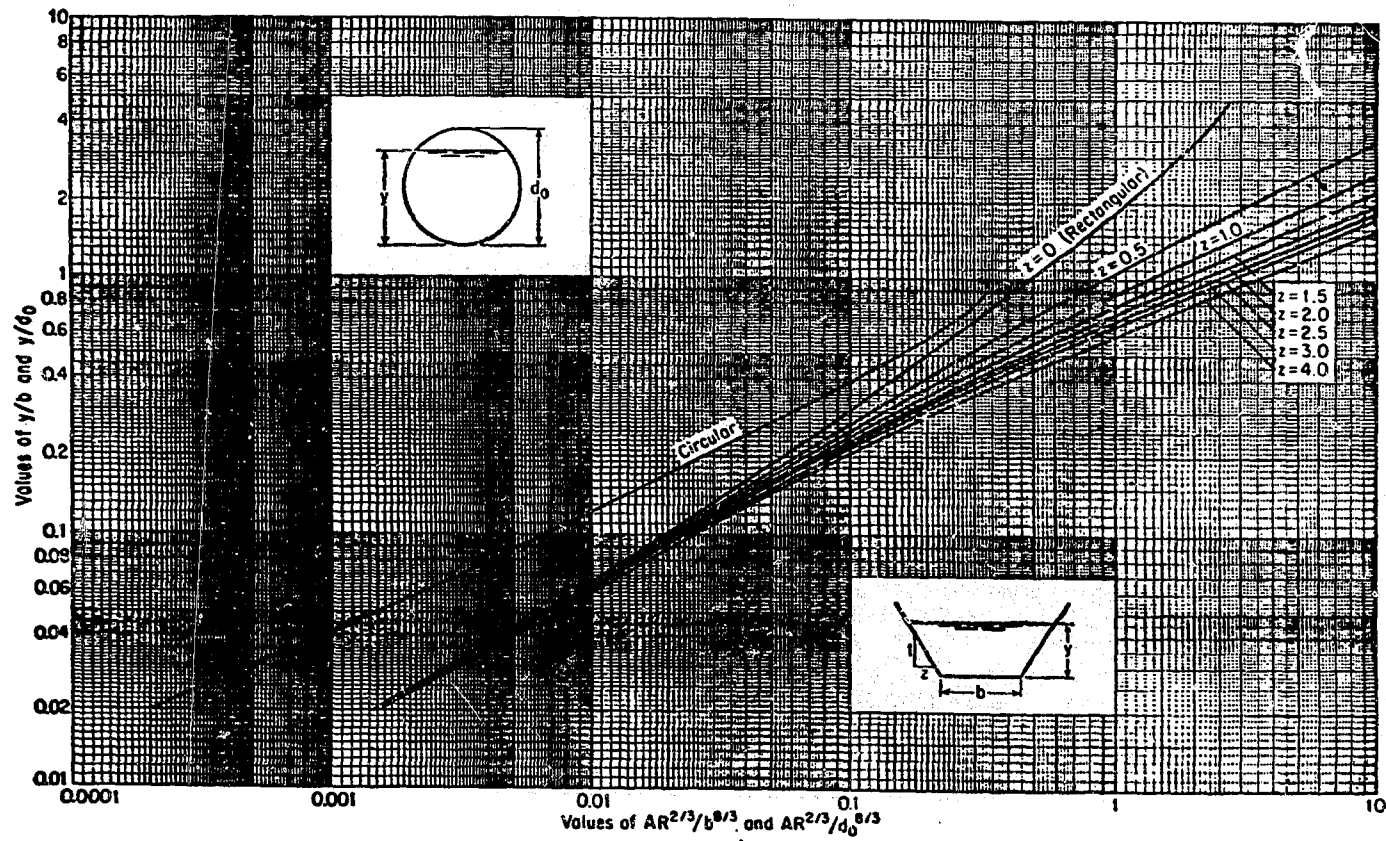
Como b o do , son conocidos, despejamos el tirante normal y o el diámetro do .

Ejemplo II.15

Se requiere un canal de alejamiento, que conduzca las aguas tratadas de una planta al sitio de descarga. El gasto máximo de diseño es de 1200 lps. La pendiente del terreno (y del canal) es de 0.001 milésimas (1 m/ 1000 m). El canal será de concreto.

Calcular velocidad y tirante, así como la pérdida de carga para 350 m.

Se selecciona un canal trapezoidal con taludes 1:1, $n = 0.013$ y ancho de la base b de 1.00 m. (figura II.20).



Gráfica II.2 Curvas para determinar el tirante normal.

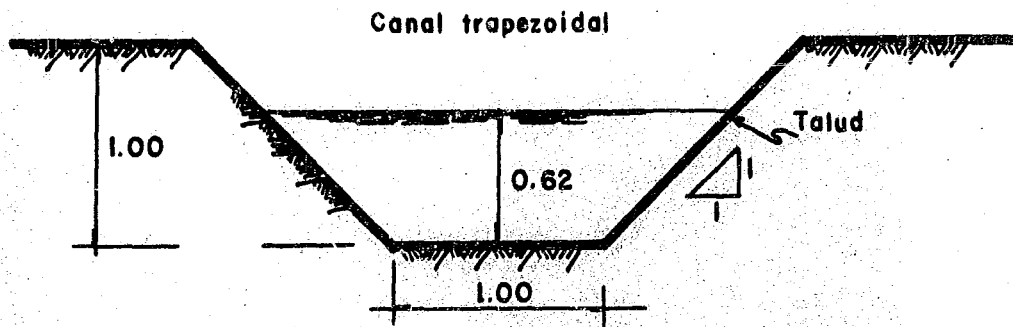


Figura II.20 Datos y resultados del ejemplo II.15.

Cálculo del tirante normal, aplicando la ecuación II.31:

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

$$\frac{1.2 (0.013)}{\sqrt{0.001}} = 0.4933$$

Sustituyendo $b = 1.00$ m. en la ecuación II.32:

$$\frac{A R^{2/3}}{b^{8/3}} = \frac{0.4933}{(1)^{8/3}} = 0.4933$$

De la gráfica obtenemos:

$$\frac{y}{b} = 0.62 \quad y = 1 (0.62) = 0.62 \text{ m}$$

Revisión de la velocidad:

Aplicando la ecuación II.29:

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

$$\begin{aligned} n &= 0.013 \\ S &= 0.001 \end{aligned}$$

De la tabla II.15 y figura II.19.A aplicamos la fórmula para obtener el radio hidráulico para trapecios:

$$R = \frac{wh + yh^2}{w + 2h\sqrt{y^2 + 1}} = \frac{1(0.62) + 1(0.62)^2}{1 + 2(0.62)\sqrt{(1)^2 + 1}}$$

$$R = \frac{0.75}{2.4142} = 0.3647$$

$$V = \frac{1}{0.013} (0.3647)^{2/3} (0.001)^{1/2}$$

$$V = 1.241 \text{ m/s}$$

$$h_f = LS = 350(0.001) = 0.35 \text{ m}$$

Flujo gradualmente variado.

Cuando tenemos una variación en tirante y velocidad, se presenta el flujo variado. La profundidad o tirante del flujo cambia continuamente y la pendiente de la superficie del agua no es paralela al fondo del canal.

La aplicación más común de este tipo de canal y flujo, se da en canaletas recolectoras de agua tratada en sedimentadores secundarios.

Canaletas rectangulares.

Las fórmulas para el cálculo del tirante crítico y_c para canales rectangulares con descarga libre como el de la figura II.21 es:

$$y_c = \left[\frac{Q^2}{gw^2} \right]^{1/3} \quad (\text{II.34})$$

Donde:

- y_c = tirante crítico, (m)
- Q = Gasto en la canaleta, (m^3/s)
- g = Constante gravitacional, (9.81 m/s^2)
- w = ancho del canal rectangular, (m)

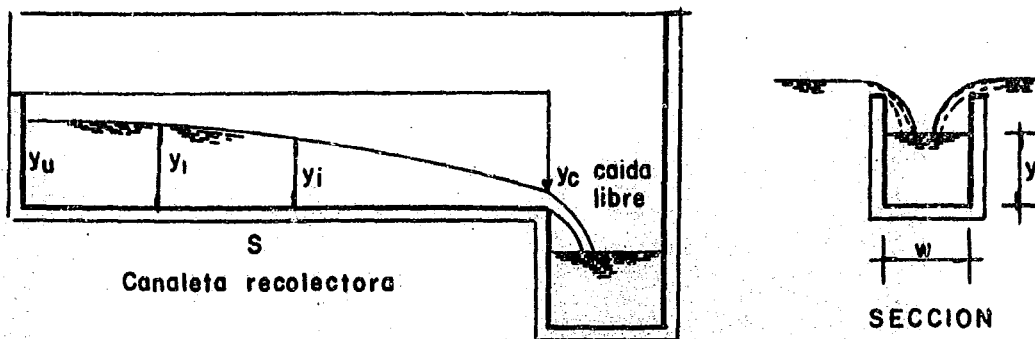


Figura II.21 Tirante crítico en canaletas rectangulares.

Si la pendiente del canal es cero ($S = 0$), el tirante agua arriba de la canaleta es:

$$y_u = 1.73 y_c \quad (\text{II.35})$$

Si tenemos pendiente S , la fórmula de cálculo desarrollada por THOMAS (1940) para canales rectangulares es:

$$y_u = \left[2 (y_c)^2 + \left(y_c - \frac{SL}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2SL}{3} \quad (\text{II.36})$$

Donde:

- y_u = Tirante aguas arriba de la canaleta, (m)
- y_c = Tirante crítico en la descarga, (m)
- S = Pendiente del piso de la canaleta, (adimensional)
- L = Longitud de la canaleta, (m)

En la práctica, debido a la longitud tan corta de las canaletas (generalmente no mayores de 20 m.), se acostumbra utilizar canaletas rectangulares sin pendiente, lo que simplifica los cálculos utilizando las fórmulas II.34 y II.35.

Ejemplo II.16

El sedimentador rectangular de la figura II.22, requiere que se diseñen sus canaletas recolectoras.

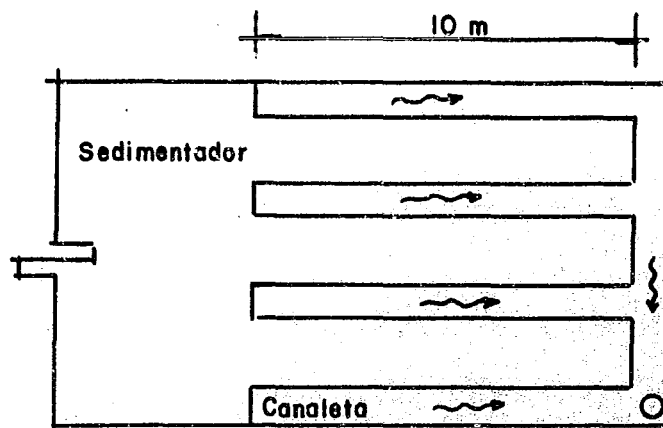


Figura II.22 Canaletas recolectoras del ejemplo II.16.

El gasto máximo en el sedimentador es de 200 l/s. Calcular el tirante crítico y el tirante aguas arriba de la canaleta y dimensionarla.

Carga hidráulica recomendada sobre el vertedor	= 230 m ³ /m · d.
Longitud total de vertedores	= 75 m
Gasto por metro lineal	= 2.67 lps/m
Gasto en una canaleta	= 53.3 lps

Seleccionando el ancho del canal $w = 0.30$ m.

$$y_c = \left[\frac{Q^2}{gw^2} \right]^{1/3} = \left[\frac{(0.0533)^2}{9.81 (0.3)^2} \right]^{1/3}$$

$$y_c = 0.147 \text{ m.}$$

Si la pendiente es $S = 0$:

$$y_u = 1.73 (0.147) = 0.254 \text{ m.}$$

El cálculo de y_u nos da la profundidad de la canaleta propuesta en este caso de 0.25 m. más el bordo libre. Los resultados se presentan en la figura II.23.

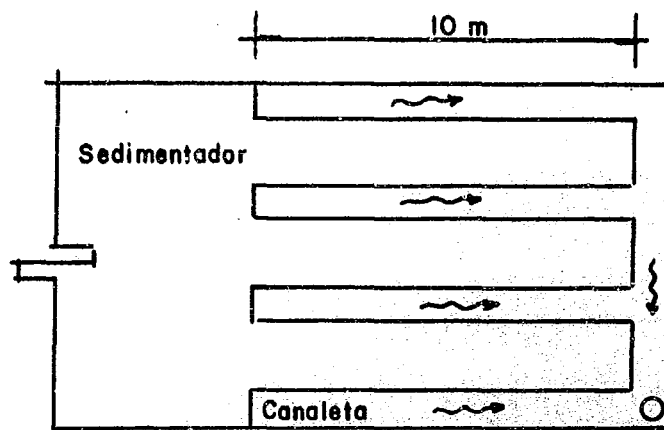


Figura II.22 Canaletas recolectoras del ejemplo II.16.

El gasto máximo en el sedimentador es de 200 l/s. Calcular el tirante crítico y el tirante aguas arriba de la canaleta y dimensionarla.

Carga hidráulica recomendada sobre el vertedor	= 230 m ³ /m · d.
Longitud total de vertedores	= 75 m
Gasto por metro lineal	= 2.67 lps/m
Gasto en una canaleta	= 53.3 lps

Seleccionando el ancho del canal $w = 0.30$ m.

$$y_c = \left[\frac{Q^2}{gw^2} \right]^{1/3} = \left[\frac{(0.0533)^2}{9.81(0.3)^2} \right]^{1/3}$$

$$y_c = 0.147 \text{ m.}$$

Si la pendiente es $S = 0$:

$$y_u = 1.73 (0.147) = 0.254 \text{ m.}$$

El cálculo de y_u nos da la profundidad de la canaleta propuesta en este caso de 0.25 m. más el bordo libre. Los resultados se presentan en la figura II.23.

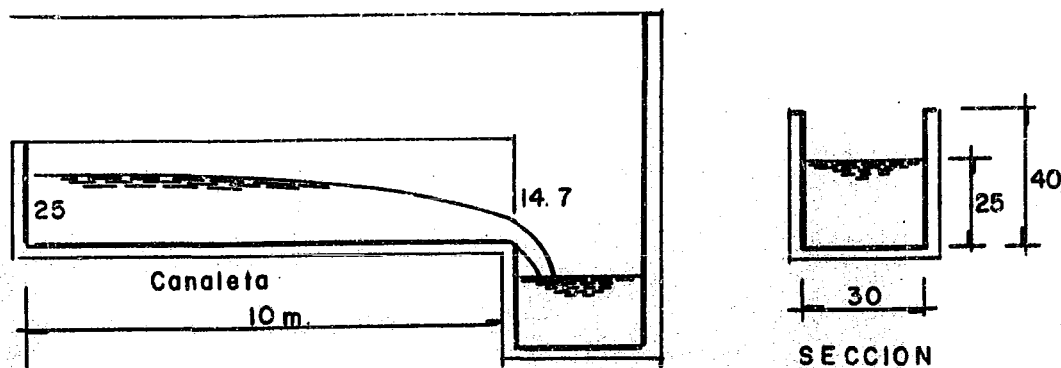


Figura II.23 Resultados del ejemplo II.16.

El canal Parshall.

El canal Parshall fue desarrollado en los años 20's con el objetivo de medir gastos en agua conducida en canales para riego.

Actualmente es utilizado con frecuencia en alcantarillados industriales, municipales y en plantas de tratamiento de aguas residuales.

En 1922 el Dr. Ralph L. Parshall hizo modificaciones al diseño del canal Venturi, provocando un flujo supercrítico al cambiar la pendiente del piso del canal. El canal nunca fue patentado. La contracción llamada garganta, provoca una carga cuyo valor se relaciona con el gasto de descarga. Las características del canal Parshall permiten descargas ahogadas con alto grado de sumergencia, (tabla II.16) sin afectar la medición del gasto.

**TABLA II.16 % DE SUMERGENCIA EN CANALES PARSHALL,
SIN AFECTAR SU FUNCIONAMIENTO**

w (ancho de garganta)	% SUMERGENCIA (H_p/H_s)
1, 2, 3 pulgadas	50
6 y 9 pulgadas	60
1 - 8 pies	70
8 - 50 pies	80

La sección convergente del canal acelera el flujo de entrada, esto ayuda a eliminar los depósitos de sedimentos. Si esperamos una buena precisión debemos asegurar que el flujo de aproximación esté libre de turbulencias, olas o disturbios que eviten su funcionamiento normal.

La principal ventaja del canal Parshall es su capacidad de autolimpieza (sobre todo si se compara con vertedores de pared), otras ventajas son; su pérdida de carga relativamente baja, alto rango de operación y se requiere sólo medir la carga H_a para obtener el gasto.

Los canales Parshall se clasifican de acuerdo con el ancho de garganta w , ésta puede ser desde 0.025 m. (1"), hasta 15.24 m. (50'). El tamaño de la garganta define el resto de las características geométricas del canal (figura II.24) y tabla II.16.A.

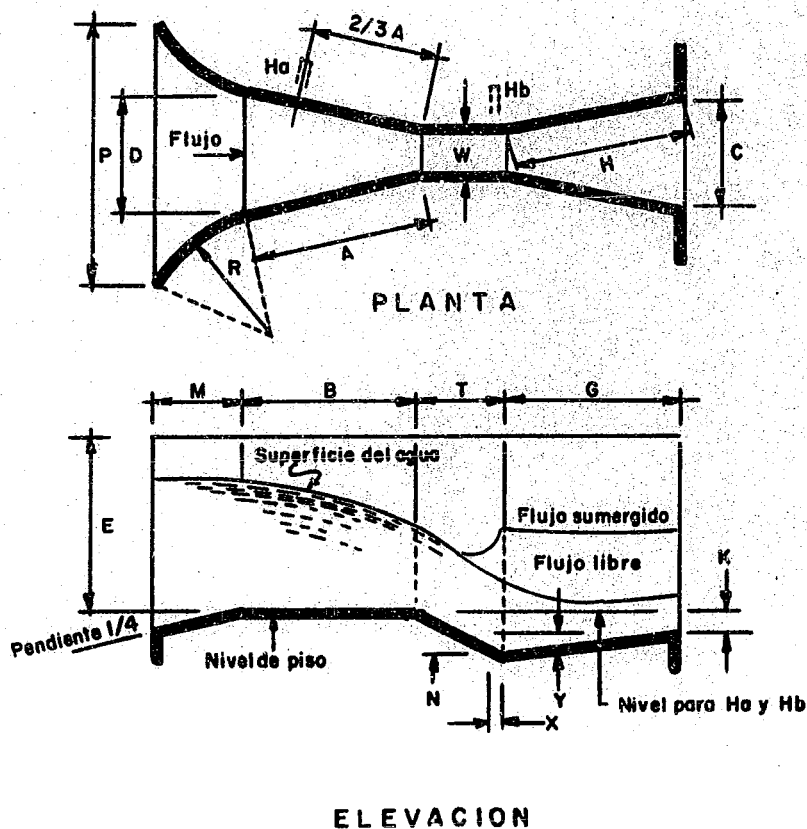


Figura II.24 Canal Parshall.

Dimensiones de Canales Parshall (mm)

W	A	2/3 A	B	C	D	E	T	G	H	K	M	N	P	R	X	Y
25.4 (1")	362.7	241.8	355.6	92.9	167.5	152.4 a 228.6	76.2	203.2	206.4	19.0	*	28.6	*	*	7.9	12.7
50.8 (2")	414.3	276.2	406.4	134.9	213.5	152.4 a 254.0	114.3	254.0	257.2	22.2	*	42.9	*	*	15.9	25.4
76.2 (3")	466.7	311.1	457.2	177.8	258.8	304.8 a 457.2	152.4	304.8	308.8	25.4	*	57.2	*	*	25.4	38.1
152.4 (6")	620.7	413.8	609.6	393.7	396.9	609.6	304.8	609.6	*	76.2	304.8	114.3	901.7	406.4	50.8	76.2
228.6 (9")	879.5	586.3	863.6	381.0	574.7	762.0	304.8	762.0	*	76.2	304.8	114.3	1079.5	406.4	50.8	76.2
304.8 (1')	1371.6	914.4	1343.0	609.6	844.5	914.4	609.6	914.4	*	76.2	381.0	228.6	1492.2	508.0	50.8	76.2
457.2 (1' 6")	1447.8	965.2	1419.2	762.0	1025.5	914.4	609.6	914.4	*	76.2	381.0	228.6	1676.4	508.0	50.8	76.2
609.6 (2')	1524.0	1016.0	1495.4	914.4	1206.5	914.4	609.6	914.4	*	76.2	381.0	228.6	1854.2	508.0	50.8	76.2
914.4 (3')	1676.4	1117.6	1644.6	1219.2	1571.6	914.4	609.6	914.4	*	76.2	381.0	228.6	2222.5	508.0	50.8	76.2
1219.2 (4')	1828.8	1219.2	1793.9	1524.0	1936.7	914.4	609.6	914.4	*	76.2	457.2	228.6	2711.4	609.6	50.8	76.2
1524.0 (5')	1981.2	1320.8	1943.1	1828.8	2301.9	914.4	609.6	914.4	*	76.2	457.2	228.6	3079.7	609.6	50.8	76.2
1828.8 (6')	2133.6	1422.4	2092.3	2133.6	2667.0	914.4	609.6	914.4	*	76.2	457.2	228.6	3441.7	609.6	50.8	76.2
2133.6 (7')	2286.0	1524.0	2241.5	2438.4	3032.1	914.4	609.6	914.4	*	76.2	457.2	228.6	3810.0	609.6	50.8	76.2
2438.4 (8')	2438.4	1625.6	2390.8	2743.2	3397.2	914.4	609.6	914.4	*	76.2	457.2	228.6	4171.9	609.6	50.8	76.2
3048.0 (10')	*	1828.8	4267.8	3657.6	4756.1	1219.2	914.4	1828.8	*	152.4	*	342.9	*	*	304.8	228.6
3657.6 (12')	*	2032.0	4876.8	4470.4	5607.1	1524.0	914.4	2438.4	*	152.4	*	342.9	*	*	304.8	228.6
4572.0 (15')	*	2336.8	7620.0	5588.0	7620.0	1828.8	1219.2	3048.0	*	228.6	*	457.2	*	*	304.8	228.6
6096.0 (20')	*	2844.8	7620.0	7315.2	9144.0	2133.6	1828.8	3657.6	*	304.8	*	685.8	*	*	304.8	228.6
7620.0 (25')	*	3352.8	7620.0	8940.8	10668.0	2133.6	1828.8	3962.4	*	304.8	*	685.8	*	*	304.8	228.6
9144.0 (30')	*	3860.8	7924.8	10566.4	12312.6	2133.6	1828.8	4267.2	*	304.8	*	685.8	*	*	304.8	228.6
12192.0 (40')	*	4876.8	8229.6	13817.6	15481.3	2133.6	1828.8	4876.8	*	304.8	*	685.8	*	*	304.8	228.6
15240.0 (50')	*	5892.8	8229.6	17272.0	18529.3	2133.6	1828.8	6096.0	*	304.8	*	685.8	*	*	304.8	228.6

Tabla II.16.A Dimensiones para el Canal Parshall.

La construcción del canal debe seguir rigurosamente todas sus dimensiones, pues de ello depende su precisión. El material de construcción puede ser de concreto, fibra de vidrio, acero, acero inoxidable, madera u otro material, existen fabricantes que los entregan de una sola pieza para su colocación inmediata.

La tabla II.17 se utiliza para seleccionar el canal de acuerdo al gasto de diseño. La selección nos puede llevar a más de un canal, seleccionándolo ya sea por tirante, pérdida de carga o por economía, este último criterio nos llevará a la selección del tamaño más pequeño.

TABLA II.17 GASTOS MINIMO Y MAXIMO RECOMENDADOS PARA CANALES PARSHALL

ANCHO DE GARGANTA w (m)	CARGA H _a (m)	GASTO MINIMO (lps)	CARGA H _a (m)	GASTO MAXIMO (lps)
0.0254 (1")	0.02	0.13	0.18	4
0.0508 (2")	0.02	0.31	0.18	9
0.0762 (3")	0.03	0.79	0.46	52
0.1524 (6")	0.03	1.53	0.46	111
0.2286 (9")	0.03	2.58	0.61	251
0.3048 (1')	0.03	3.42	0.76	456
0.4572 (1.5')	0.03	4.91	0.76	697
0.6096 (2')	0.05	11.9	0.76	938
0.9144 (3')	0.05	17.4	0.76	1428
1.219 (4')	0.06	35.8	0.76	1924
1.524 (5')	0.06	43.8	0.76	2423
1.829 (6')	0.08	75	0.76	2932
2.438 (8')	0.08	98	0.76	3948
3.048 (10')	0.09	163	1.07	8282
3.658 (12')	0.10	225	1.37	14680

La ecuación para calcular la relación carga-gasto para canales Parshall en caída libre, es de la siguiente forma:

$$Q = K H^n \quad (II.37)$$

Donde: Q = Gasto, (lps)
H = Carga, (m)
K = Constante de acuerdo al ancho w
n = Exponente que depende al ancho w

Según el ancho de garganta w, las fórmulas para canales Parshall para Q en lps. y H en m son:

Para: 1"	Q	= 60.37 H ^{1.55}	(II.38)
2"	Q	= 120.70 H ^{1.55}	(II.39)
3"	Q	= 176.51 H ^{1.547}	(II.40)
6"	Q	= 381.29 H ^{1.58}	(II.41)
9"	Q	= 535.40 H ^{1.53}	(II.42)

Donde: Q = Gasto, (lps)
H = Carga medida a 2/3 de A, (m)

Las siguientes fórmulas son para canales Parshall de 1' - 50', donde w en pies, H en pies y Q en lps.

Para: 1' - 8'	Q = 113.27 w H ^{1.522 w^{0.026}}	(II.43)
10' - 50'	Q = 43.82 (2.385 w + 1.616) H ^{1.6}	(II.44)

Donde: Q = Gasto, (lps)
w = Ancho de garganta, (pies)
H = Carga medida a 2/3 de A, (pies)

Ejemplo II.17

Una planta de tratamiento de aguas residuales cuyos gastos de diseño son $Q_{\text{medio}} = 630$ lps. y $Q_{\text{máximo}} = 1260$ lps., requiere de la medición del gasto a la salida de la misma. Seleccionar un canal Parshall que maneje este rango y elaborar una tabla de carga contra gasto, para el rango mencionado, a cada 2 cm.

De la tabla de gastos mínimo y máximo recomendados, se selecciona el canal Parshall. Para $Q_{\text{máximo}} = 1260$ lps.

$$w = 0.9144 \text{ m (3')} \quad Q_{\text{máximo recomendado}} = 1428 \text{ lps.}$$

Para calcular las cargas a Q_{medio} y $Q_{\text{máximo}}$ y elaborar la tabla solicitada se utiliza la ecuación II.43:

$$Q = 113.27 w H^{1.522} w^{0.026}$$

Sustituyendo $w = 3$ pies y despejando H :

$$H = \left(\frac{Q}{113.27 w} \right)^{\frac{1}{1.522 w^{0.026}}} \quad (\text{II.45})$$

$$H = \left(\frac{Q}{339.81} \right)^{0.6385} \quad (\text{II.46})$$

Sin olvidar que H está en pies y Q en lps.

Cálculo de H para $Q_{\text{mínimo}}$, Q_{medio} , $Q_{\text{máximo}}$.

$$Q_{\text{mínimo}} = 315 \text{ lps.}$$

$$H_{\text{mín}} = \left(\frac{315}{339.81} \right)^{0.6385} = 0.9527' (0.3048) = 0.29 \text{ m.}$$

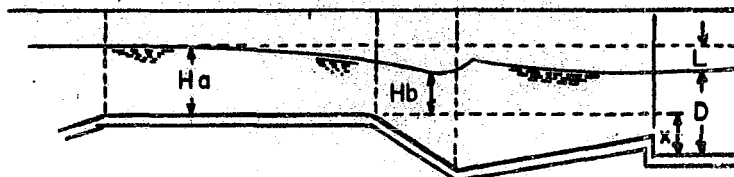
$$Q_{\text{medio}} = 630 \text{ lps.}$$

$$H_{\text{med}} = \left(\frac{630}{339.81} \right)^{0.6385} = 1.483' (0.3048) = 0.45 \text{ m.}$$

$$Q_{\text{máximo}} = 1260 \text{ lps.}$$

$$H_{\text{máx}} = \left(\frac{1260}{339.81} \right)^{0.6385} = 2.309' (0.3048) = 0.704 \text{ m.}$$

La figura II.25 muestra los resultados.



$H_{a \text{ máx.}} 0.70 \text{ m.}$

$H_{a \text{ med.}} 0.45 \text{ m.}$

$H_{a \text{ mín.}} 0.29 \text{ m.}$

CANAL PARSHALL

Figura II.25 Resultados del ejemplo II.17.

La tabla II.18 muestra la relación de carga y gasto para el Parshall del ejemplo II.17, calculando el gasto con la ecuación II.43.

TABLA II.18 RELACION Q Y H PARA $w = 3$

H (m)	H (pies)	Q (lps)
0.28	0.918	297
0.30	0.984	331
0.32	1.050	367
0.34	1.115	403
0.36	1.181	441
0.38	1.247	480
0.40	1.312	520
0.42	1.378	561
0.44	1.443	603
0.46	1.509	647
0.48	1.575	692
0.50	1.640	737
0.52	1.706	784
0.54	1.772	832
0.56	1.837	881
0.58	1.903	931
0.60	1.969	982
0.62	2.034	1033
0.64	2.100	1086
0.66	2.165	1139
0.68	2.231	1194
0.70	2.296	1249
0.72	2.362	1306

Ejemplo II.18

Una planta de tratamiento de lodos activados tiene un medidor Parshall a la entrada, el ancho de garganta es de 0.1524 m (6") medido en campo. Se colocó una escala a 2/3 de A (ver figura II.24) y se midió la carga $\bar{H}$ cada 15 minutos durante, 2 horas. Calcular los gastos correspondientes con los valores de $\bar{H}$ registrados en la tabla II.19.

TABLA II.19 GASTOS CALCULADOS

MEDIDO EN CAMPO H (m)	CALCULADO Q (lps)
0.15	19.1
0.17	23.2
0.18	25.4
0.19	27.6
0.18	25.4
0.16	21.1
0.15	19.1
0.14	17.1

La tabla se llenó aplicando la ecuación II.41; para cada valor de H medido.

$$Q = 381.29 H^{1.58}$$

Para H = 0.15 m: $Q = 381.29 (0.15)^{1.58}$

$$Q = 19.1 \text{ lps}$$

Canal Parshall como controlador de velocidad en desarenadores.

Cuando las plantas de tratamiento de aguas residuales tienen desarenadores horizontales tipo gravedad, consistentes en al menos dos canales desarenadores, se requiere controlar la velocidad del flujo que pasa a través de ellos.

Normalmente, los flujos de entrada a las plantas de tratamiento de aguas son muy variables. A pesar de estas variaciones en gasto, la velocidad del flujo debe permanecer constante o casi constante en el desarenador, con un valor recomendado (generalmente 0.3 m/s), para lograr mantener esta velocidad constante, a flujos variables, se debe colocar un dispositivo de control hidráulico en cada canal, que puede ser un vertedor proporcional (que se estudiará posteriormente) o por medio de canales Parshall colocados al final de cada canal desarenador.

El canal Parshall se selecciona con el criterio ya mencionado, para manejar los gastos mínimo, medio y máximo. El procedimiento que se da a continuación sirve para dimensionar el ancho de los canales desarenadores y calcular los tirantes que manejará el canal Parshall, según sea el gasto que pase por él.

Una ventaja del uso de canales Parshall como dispositivo de control de velocidad, es que la pérdida de carga, suponiendo que trabaja con la sumergencia recomendada, es mucho menor que la pérdida de carga con vertedores proporcionales (figura II.26), ya que estos vertedores requieren de caída libre y un espacio mínimo por debajo de la cresta para que funcionen adecuadamente.

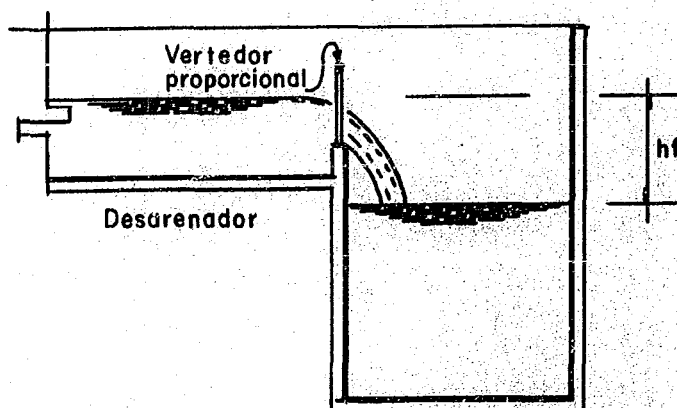


Figura II.26 Caída libre en vertedor proporcional.

Las variables de las ecuaciones que se requieren para seleccionar el canal Parshall y dimensionar los canales desarenadores se observan en la figura II.27.

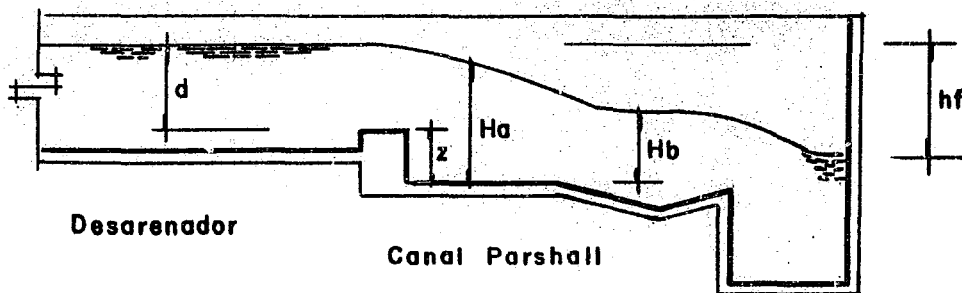


Figura II.27 Variables en canal Parshall.

$$Q = 2.26 w Ha^{1.5} \quad (II.47)$$

Donde: Q = Gasto, (m^3/s)
 w = ancho de garganta, (m)
 Ha = Carga sobre el Parshall, (m)

$$d + z = 1.1 Ha \quad (II.48)$$

Donde: d = Tirante aguas arriba del canal Parshall, (en el canal desarenador), (m)
 z = Escalón de caída al canal Parshall, (m)

Sustituyendo ecuaciones:

$$\frac{Q_{min}}{Q_{max}} = \frac{1.1 \left(\frac{Q_{min}}{2.26 w} \right)^{2/3} - z}{1.1 \left(\frac{Q_{max}}{2.26 w} \right)^{2/3} - z} \quad (II.49)$$

$$b = \frac{Q_{min}}{d_{min} V_r} = \frac{Q_{max}}{d_{max} V_r} \quad (II.50)$$

Donde: b = Ancho del canal desarenador, (m)
 Q = Gasto a través del canal, (m^3/s)
 V_r = Velocidad recomendada de paso a través del canal desarenador, (m/s)
 d = Tirante aguas arriba del canal, (m)

Ejemplo II.19

Una planta de tratamiento de aguas residuales, cuyos gastos mínimo y máximo de diseño son 195 y 1050 lps, respectivamente, tendrá cuatro canales desarenadores. Por las condiciones topográfica y de suelos, se requiere optimizar la pérdida de carga a la salida del desarenador, por lo que se seleccionan canales Parshall, que servirán para controlar la velocidad de paso por el desarenador, y a la vez, para medir el gasto de entrada a la planta (figura II.28).

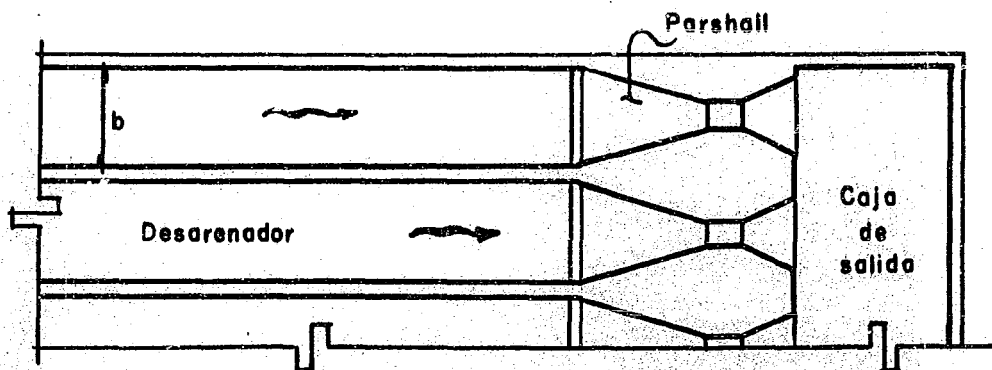


Figura II.28 Desarenador del ejemplo II.19.

a). Definición de gastos para selección del Parshall.

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{Q_{m\acute{a}x\ d}}{N - 1} \quad (II.51)$$

Donde: $Q_{m\acute{a}x}$ = Gasto máximo de paso por un canal desarenador, (m^3/s)
 $Q_{m\acute{a}x\ d}$ = Gasto máximo de diseño de la planta de tratamiento
 N = No. de canales desarenadores.

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{1.050}{4 - 1} = \frac{1.050}{3} = 0.350\ m^3/s$$

$$Q_{m\acute{a}n} = \frac{195}{3} = 0.065\ m^3/s$$

Se pueden seleccionar diferentes anchos de garganta del canal Parshall.
 Seleccionando $w = 0.305\ m\ (1')$.

b). Cálculo del escalón z , con la ecuación II.49.

$$\frac{Q_{\min}}{Q_{\max}} = \frac{0.065}{0.350} = \frac{1.1 \left(\frac{0.065}{2.26 (0.305)} \right)^{0.667} - z}{1.1 \left(\frac{0.350}{2.26 (0.305)} \right)^{0.667} - z}$$

$$0.1857 = \frac{0.2279 - z}{0.7001 - z}$$

Despejando: $z = 0.120 \text{ m}$

c). Cálculo de tirantes:

Sustituyendo la ecuación II.47 en la ecuación II.48 y despejando d :

$$d = 1.1 \left(\frac{Q}{2.26 w} \right)^{2/3} - z \quad (\text{II.52})$$

$$d_{\max} = 1.1 \left(\frac{0.350}{2.26 (0.305)} \right)^{0.6667} - 0.120 = 0.580 \text{ m}$$

$$d_{\min} = 1.1 \left(\frac{0.065}{2.26 (0.305)} \right)^{0.6667} - 0.120 = 0.108 \text{ m}$$

d). Cálculo del ancho del canal:

$$b = \frac{Q_{\min}}{d_{\min} V_f} = \frac{Q_{\max}}{d_{\max} V_f}$$

$$b = \frac{0.065}{0.108 (0.3)} = \frac{0.350}{0.580 (0.3)} = 2.00 \text{ m}$$

e). Revisión de velocidades con diferentes valores de gasto, se calculan los tirantes correspondientes y se revisan las velocidades a diferentes gastos, la tabla II.20 es un resumen de esta revisión.

$$\begin{aligned} A &= bd \\ b &= 2.0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Para } Q &= 0.065 \\
 d &= 0.108 \\
 A &= 2(0.108) \\
 A &= 0.216 \text{ m}^2 \\
 V &= Q/A = 0.065/0.216 \\
 V &= 0.301 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

TABLA II.20 RESUMEN DE VELOCIDADES, EJEMPLO II.19

GASTO (m ³ /s)	TIRANTE d(m)	AREA (m ²)	VELOCIDAD (m/s)
0.065	0.108	0.216	0.301
0.100	0.184	0.368	0.272
0.140	0.260	0.520	0.269
0.180	0.329	0.658	0.274
0.220	0.394	0.788	0.279
0.260	0.454	0.908	0.286
0.300	0.512	1.024	0.293
0.350	0.580	1.160	0.302

Si el ancho b es demasiado grande y lo queremos disminuir, es necesario seleccionar un canal Parshall de menor garganta. Por ejemplo, con $w = 0.152$ m., $b = 1.26$ m. y $d = 0.92$ m., en este caso nos salimos de la recomendación de gasto en la selección del canal, perdemos precisión en la medición, pero ganamos en espacio, al disminuir el ancho del canal desarenador.

Vertedores.

Un vertedor puede ser definido como "cualquier obstrucción regular sobre la cual pase el flujo". Aunque los vertedores son dispositivos extremadamente simples, también son muy precisos en la medición de flujos en canales abiertos. Sin embargo, no deben ser utilizados en flujos que contengan sólidos sedimentables, como el agua cruda que entra a las plantas de tratamiento de aguas residuales, porque los sólidos tienen la tendencia de sedimentarse atrás del vertedor. Así, su uso para medición de caudales de aguas residuales es generalmente limitada para medir flujos de efluentes que son bajos en sólidos sedimentables. Una excepción al comentario anterior, es el uso de vertedores proporcionales como dispositivo de control de velocidad y de medición en canales desarenadores horizontales, tipo gravedad.

El uso mas común de los vertedores en plantas de aguas negras no es la medición de flujos, sino el control hidráulico, como en cámaras desarenadoras, sedimentadores primarios y secundarios, aeradores y tanques de contacto de cloro.

El flujo sobre vertedores representa una situación hidráulica compleja, sin embargo, existen ecuaciones relativamente simples que describen las relaciones entre carga y gasto. Existe una gran variedad de vertedores, en cuanto a su geometría, (figura II.29). Los vertedores rectangulares con y sin contracciones, triangulares, trapezoidales y proporcionales son los utilizados con mayor frecuencia en plantas de tratamiento de aguas residuales.

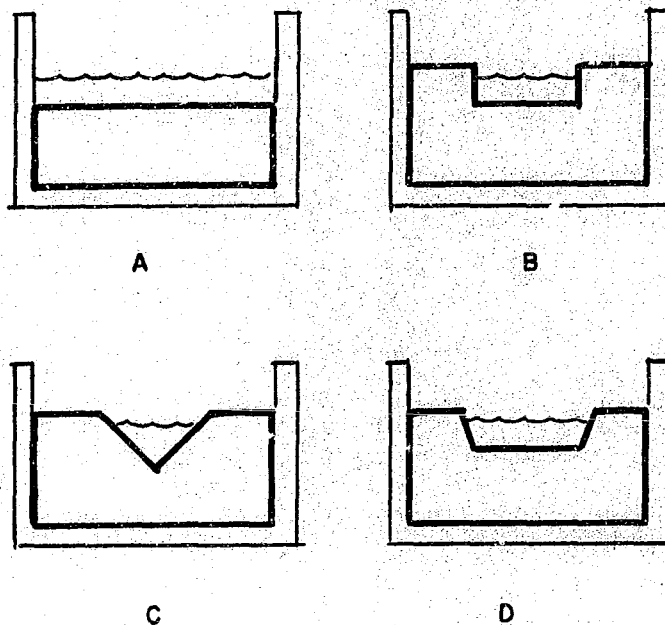


Figura II.29 Vertedores: (a) rectangular; (b) rectangular con contracciones; (c) triangular; (d) trapezoidal

Otra clasificación se refiere al grosor de la pared vertedora, existiendo vertedores de pared gruesa y vertedores de pared delgada (figura II.30). Los vertedores de pared delgada son los de uso común en plantas de tratamiento de aguas residuales.

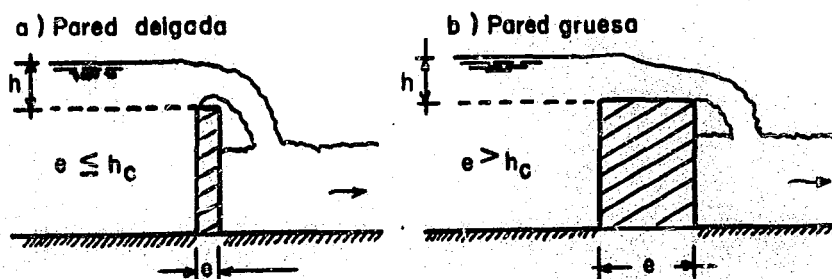


Figura II.30 Clasificación de vertedores.

Vertedores rectangulares sin contracciones.

Los vertedores rectangulares sin contracciones (figura II.31), consisten en una cresta recta, horizontal, sobre la cual fluye el líquido. Las dos variables de mayor importancia que afectan el perfil hidráulico del vertedor son: La carga sobre el vertedor (H) y la falta de ventilación por abajo de la vena líquida.

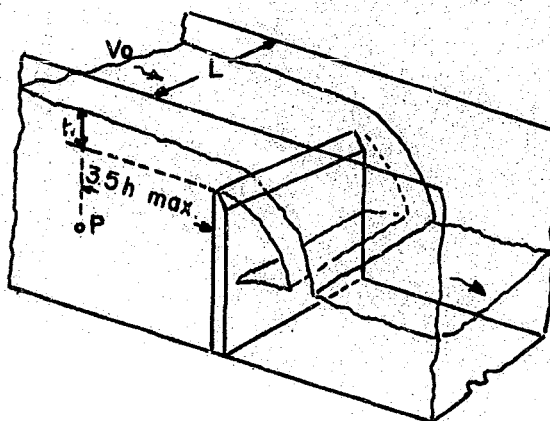


Figura II.31 Vertedor rectangular sin contracciones.

La carga es función de la descarga (gasto), pero la falta de ventilación puede ser controlada con el nivel aguas abajo de la descarga. Si la elevación aguas abajo de la descarga permite al vertedor descargar libremente, existirá presión atmosférica bajo la vena líquida, si la elevación aguas abajo está por encima del vertedor, este trabajará ahogado. Las ecuaciones conocidas se derivaron de vertedores con descarga libre, si son aplicadas a vertedores ahogados se pueden cometer serios errores.

La ecuación de Francis es la mas popular para el cálculo de vertedores rectangulares sin contracciones y con descarga libre, su forma es:

$$Q = 1838 L H^{1.5} \quad (II.53)$$

Donde: Q = Gasto, (lps)
L = Longitud del vertedor, (m)
H = carga sobre el vertedor, (m)

La tabla II.21 nos indica valores mínimos y máximos recomendados para vertedores rectangulares sin contracciones. Se recomienda que $H_{máx}$ sea $L/2$.

TABLA II.21 VALORES MINIMOS Y MAXIMOS DE CARGA Y GASTO RECOMENDADOS PARA VERTEDORES RECTANGULARES SIN CONTRACCIONES.

L (m) y (pies)	$H_{mín.}$ (m)	$Q_{mín.}$ (lps)	$H_{máx.}$ (m)	$Q_{máx.}$ (lps)
0.30 (1')	0.06	8	0.15	33
0.46 (1.5')	0.06	13	0.23	92
0.61 (2')	0.06	17	0.30	188
0.76 (2.5')	0.06	21	0.38	330
0.91 (3')	0.06	25	0.46	521
1.22 (4')	0.06	34	0.61	1065
1.52 (5')	0.06	42	0.76	1862
1.83 (6')	0.06	51	0.91	2940
2.44 (8')	0.06	67	1.22	6047
3.05 (10')	0.06	84	1.52	10560

Vertedores rectangulares con contracciones.

La figura II.32 muestra un vertedor rectangular con contracciones. El chorro que pasa a través de este vertedor, toma una forma curva y contraída, mas estrecho que la propia abertura del vertedor, de ahí su nombre.

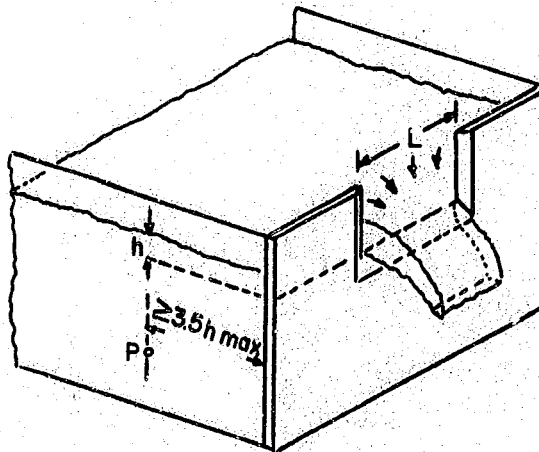


Figura II.32 Vertedor rectangular con contracciones.

Para vertedores rectangulares con contracciones la ecuación de Francis cambia a:

$$Q = 1838 (L - 0.2 H) H^{1.5} \quad (\text{II.54})$$

Donde:

Q	= Gasto a través del vertedor, (lps)
L	= Longitud de la cresta, (m)
H	= Carga sobre el vertedor, (m)

La tabla II.22 nos indica valores mínimos y máximos recomendados de cargas y gastos para este tipo de vertedores. $H_{\text{máx. recomendada}} = L/2$.

TABLA II.22 VALORES MINIMOS Y MAXIMOS RECOMENDADOS DE CARGAS Y GASTOS PARA VERTEDORES RECTANGULARES CON CONTRACCIONES

L (m) y (pies)	H_{mín.} (m)	Q_{mín.} (lps)	H_{máx.} (m)	Q_{máx.} (lps)
0.30 (1')	0.06	8.1	0.15	30
0.46 (1.5')	0.06	12.3	0.23	83
0.61 (2')	0.06	16.5	0.30	170
0.76 (2.5')	0.06	20.8	0.38	297
0.91 (3')	0.06	30.0	0.46	469
1.22 (4')	0.06	33.4	0.61	960
1.52 (5')	0.06	41.8	0.76	1678
1.83 (6')	0.06	50.4	0.91	2647
2.44 (8')	0.06	67.0	1.22	5434
3.05 (10')	0.06	84.1	1.52	9509

Los vertedores rectangulares con y sin contracciones, son usados frecuentemente como estructuras efluentes en cajas distribuidoras, aeradores y tanques de contacto de cloro. Cuando se usan de esta manera, los vertedores son diseñados con descarga libre, así, son mas precisos y su funcionamiento se puede predecir. La mayor desventaja del diseño de vertedores con descarga libre, es la carga relativamente grande que debe sacrificarse para obtener la descarga libre. Esta carga una vez perdida, ya no puede recuperarse y debe tomarse en cuenta en el diseño del perfil hidráulico de la planta de tratamiento.

Los vertedores de pared delgada, sumergidos, no deben usarse como medidores de flujo por la incertidumbre asociada con los efectos de sumergencia.

Vertedores triangulares.

Los vertedores triangulares, (figura II.33), son muy populares como medidores de flujo para gastos pequeños. Una de las variables de estos vertedores es su ángulo de abertura, el mas común es de 90°. La relación carga-gasto para este tipo de vertedores es de la forma:

$$Q = K H^{2.5} \quad (\text{II.55})$$

Donde: Q = Gasto
H = carga sobre el vertedor
K = constante del vertedor según el ángulo de abertura

Las ecuaciones de gasto y carga para vertedores triangulares con diferentes aberturas se tienen en la tabla II.23.

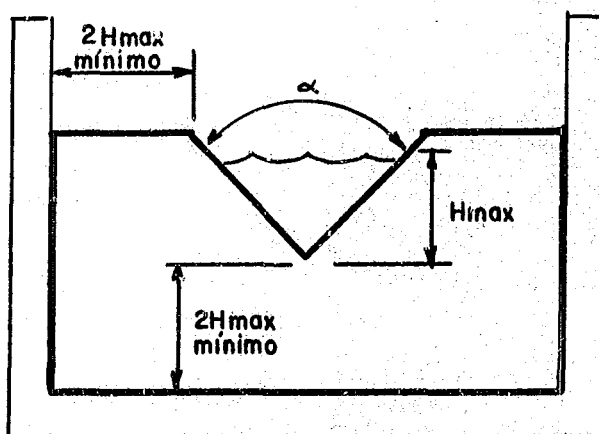


Figura II.33 Vertedor triangular.

TABLA II.23 EXPRESIONES DE CALCULO PARA VERTEDORES TRIANGULARES

ABERTURA DEL VERTEDOR	EXPRESION DE CALCULO
22 1/2°	$Q = 274 H^{2.5}$ (II.56)
30°	$Q = 373 H^{2.5}$ (II.57)
45°	$Q = 571 H^{2.5}$ (II.58)
60°	$Q = 797 H^{2.5}$ (II.59)
90°	$Q = 1380 H^{2.5}$ (II.60)
120°	$Q = 2390 H^{2.5}$ (II.61)

NOTA: Q = Gasto, (lps)
H = Carga sobre el vertedor, (m)

Los vertedores triangulares con ángulos estrechos pueden tener problemas de funcionamiento, el ángulo menor recomendado es de $22\frac{1}{2}^\circ$, el problema consiste en una difícil construcción del vertedor para lograr una geometría simétrica en ambos lados del vértice, además, la posible presencia del efecto de capilaridad que puede alterar la medición de la carga H.

Debido a que el vertedor triangular no tiene longitud de cresta, la carga requerida para pequeños gastos es mayor que para otros vertedores, esto es una ventaja para la medición de descargas pequeñas, por esta razón, el vertedor triangular de pared delgada es el más preciso para medir descargas pequeñas hasta de 30 lps, y tiene una precisión razonable para medir gastos hasta de 300 lps.

Para tener una buena precisión en la medición de gastos, la carga mínima recomendable es de 0.06 m y la carga máxima recomendable de 0.61 m. La tabla II.24, presenta gastos mínimos y máximos de acuerdo a estas recomendaciones de cargas.

TABLA II.24 CARGAS MINIMAS Y MAXIMAS RECOMENDABLES Y GASTOS ASOCIADOS PARA VERTEDORES TRIANGULARES

ABERTURA	$H_{mín.}$ (m)	$Q_{mín.}$ (lps)	$H_{máx.}$ (m)	$Q_{máx.}$ (lps)
$22\frac{1}{2}^\circ$	0.06	0.26	0.61	80
30°	0.06	0.35	0.61	108
45°	0.06	0.53	0.61	166
60°	0.06	0.74	0.61	231
90°	0.06	1.27	0.61	400
120°	0.06	2.19	0.61	692

Los vertedores dentados, que podemos observar comunmente en la periferia de los tanques sedimentadores circulares, o en las canaletas de recolección de agua sedimentada en sedimentadores rectangulares, consisten en una serie de vertedores triangulares normalmente, con aberturas de 90° . En estas condiciones, el efluente total del sedimentador, se divide entre el número de vertedores para determinar el gasto por cada vertedor. Las ecuaciones de la tabla II.23 pueden ser aplicadas para calcular la carga sobre el vertedor dentado.

Vertedor trapezoidal Cipolleti.

El vertedor trapezoidal de pared delgada (figura II.34), es similar al vertedor rectangular con contracciones, solo que los lados del vertedor son inclinados, lo que le da la forma de un trapecio.

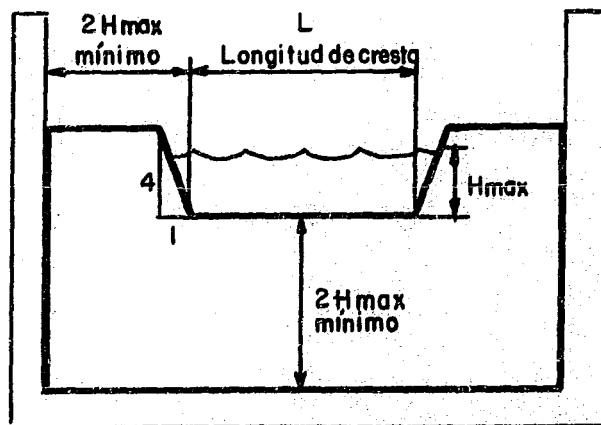


Figura II.34 Vertedor trapezoidal.

Cuando la inclinación de los lados sigue la relación 1:4 (1 horizontal por 4 vertical), el vertedor es conocido como Cipolleti, ya que el investigador italiano Cesare Cipolleti, fue quien propuso su uso. La relación carga-gasto encontrada, es una expresión sencilla:

$$Q = 1860 L H^{1.5} \quad (II.62)$$

Donde:

- Q = Gasto, (lps)
- L = Longitud del vertedor, (m)
- H = Carga sobre el vertedor, (m)

Todas las condiciones de instalación para vertedores rectangulares, aplican para el vertedor Cipolleti, que ofrece un rango ligeramente mayor que los vertedores rectangulares. Sin embargo, la precisión en la medición con este vertedor, es menor que la obtenida con vertedores rectangulares o triangulares.

Las cargas mínimas y máximas recomendadas para vertedores Cipolletti, son las mismas que para vertedores rectangulares, mínima de 0.06 m y máxima no mayor a la mitad de la longitud de la cresta del vertedor. La tabla II.25 presenta estas recomendaciones, incluyendo gastos.

TABLA II.25 CARGAS MINIMA Y MAXIMA RECOMENDADAS PARA VERTEDORES TRAPEZOIDALES CIPOLLETI Y GASTOS ASOCIADOS

L (m) y (pies)	H _{mín.} (m)	Q _{mín.} (lps)	H _{máx.} (m)	Q _{máx.} (lps)
0.30 (1')	0.06	8.5	0.15	34
0.46 (1.5')	0.06	12.8	0.23	93
0.61 (2')	0.06	17.0	0.30	191
0.76 (2.5')	0.06	21.3	0.38	333
0.91 (3')	0.06	25.6	0.46	526
1.22 (4')	0.06	34.1	0.61	1078
1.52 (5')	0.06	42.6	0.76	1884
1.83 (6')	0.06	51.3	0.91	2971
2.44 (8')	0.06	68.3	1.22	6091
3.05 (10')	0.06	85.4	1.52	10648

Vertedor proporcional.

Este vertedor toma su nombre de la característica de que el gasto (Q) es proporcional a la carga (H), figura II.35.

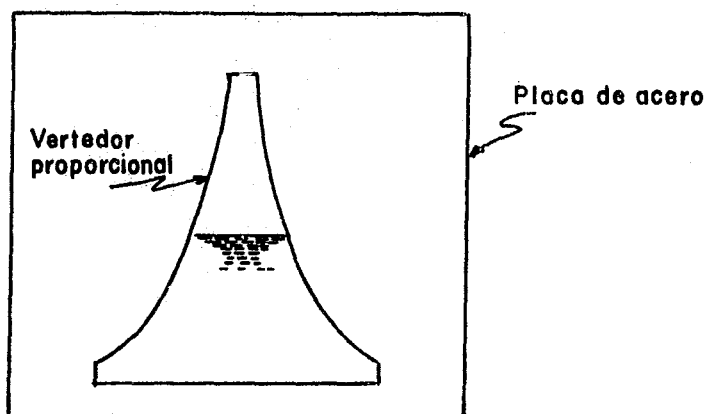


Figura II.35 Vertedor proporcional.

Su aplicación en plantas de tratamiento de aguas residuales, es común, cuando se tienen desarenadores horizontales tipo gravedad, este tipo de unidades de pretratamiento, funcionan con canales desarenadores cuya velocidad no debe ser mayor a un valor recomendado (generalmente 0.30 m/s). En el extremo final de cada canal desarenador se coloca un vertedor proporcional, con dos objetivos; el primero es el control de la velocidad en el canal y el segundo es la medición del gasto de entrada a la planta (después del pretratamiento y antes del tratamiento primario).

La ventaja de este vertedor es, que si aumenta el gasto y por tanto la carga sobre el vertedor, la velocidad permanece constante. Esto se logra por la variación en la forma geométrica del vertedor que hace cambiar constantemente el área de paso a través de él.

En la figura II.36 se pueden observar las variables de las ecuaciones de cálculo para vertedores proporcionales.

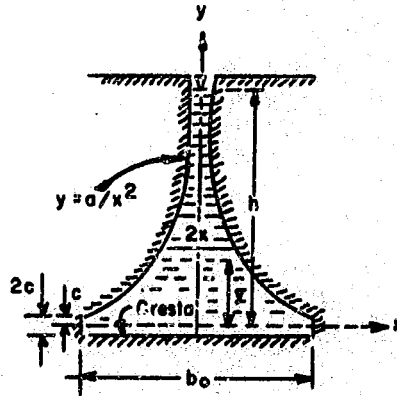


Figura II.36 Variables en vertedor proporcional.

$$X = (a/H)^{1/2} \quad (\text{II.63})$$

Donde: X = Valores en el eje x para construcción del vertedor, (m)
a = Variable que depende del ancho (b_o) y altura ($w = 2c$), de la base del vertedor
H = Valores del eje y o carga sobre el vertedor, (m), (a partir del eje x)

$$a = \frac{(b_o c)}{4} \quad (\text{II.64})$$

$$Q = \pi \sqrt{2g} \mu a^{1/2} H \quad (\text{II.65})$$

Sustituyendo para $\mu = 0.62$ (valor recomendado), π y $\sqrt{2g}$:

$$Q = 8.62 a^{3/2} H \quad (\text{II.66})$$

Donde: Q = Gasto, (m^3/s)
 a = Variable ya definida (ecuación II.64)
 H = Carga sobre el vertedor, (m), (a partir del eje x).

Vertedores compuestos.

Para situaciones especiales donde el rango normal de descargas es amplio, puede requerirse de un vertedor compuesto, esto es, formado por dos vertedores de diferente sección, por ejemplo, un vertedor compuesto por un vertedor triangular y un vertedor rectangular con contracciones (figura II.37).

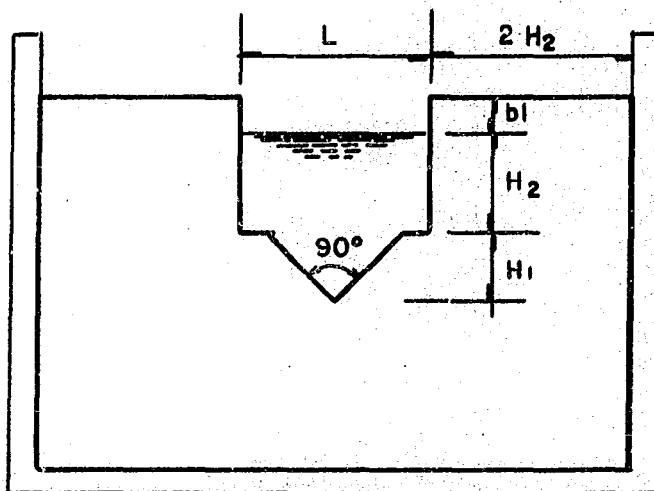


Figura II.37 Vertedor compuesto.

Estos vertedores tienen la desventaja de tener imprecisiones en la medición ya que no han sido bien investigados. El cálculo del gasto que pasa a través de estos vertedores, se realiza con las fórmulas para cada vertedor componente, así, por ejemplo, se calcula el gasto del vertedor triangular y se le suma el gasto que pasa por el vertedor rectangular con contracciones que está por encima de él. Esto nos lleva a una medición muy precisa de gastos cuando la carga no ha rebasado el primer vertedor, una vez que se rebasa, la medición se vuelve imprecisa ya que el procedimiento de cálculo no toma en cuenta la zona donde termina el primer vertedor y empieza el segundo.

Para tener una medición mas precisa, se requiere calibrar el vertedor compuesto, ya sea en laboratorio o en campo, para cada caso particular.

Ejemplo II.20

Una planta de tratamiento de agua residual tiene como pretratamiento, rejillas y desarenador horizontal tipo gravedad. El gasto máximo que pasa a través del desarenador es de 400 lps. El desarenador tiene tres canales de 1.00 m de ancho. Se requiere controlar la velocidad en los canales mediante un vertedor proporcional en cada uno de ellos (figura II.38). Diseñar el vertedor proporcional, proporcionar su tabla constructiva y elaborar la tabla de cargas contra gastos.

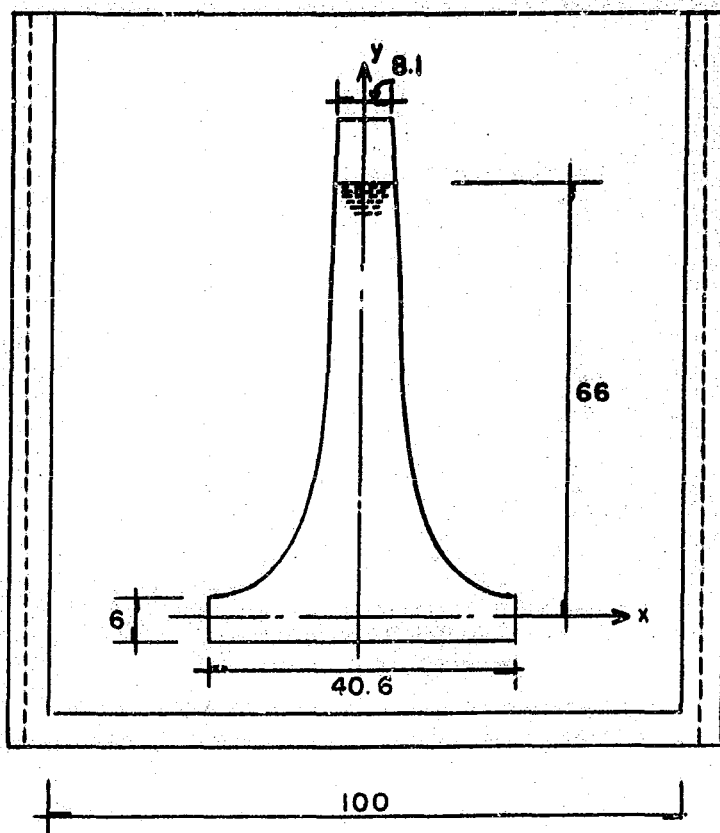


Figura II.38 Vertedor proporcional del ejemplo II.20.

- a). Se calcula el tirante en cada canal desarenador con velocidad de 0.3 m/s a gasto máximo.

$Q_{\text{máx}}$ en cada canal = $Q_{\text{máx}}/2$ canales (se supone el tercer canal cerrado por limpieza).

$$Q_d = \frac{Q_{\text{máx}}}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ lps} = 200 \text{ lps}$$

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

$$A = bh$$

$$h = \frac{A}{b}$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.200}{0.3} = 0.66 \text{ m}^2$$

$$h_{\text{máx}} = \frac{0.66}{1.0} = 0.66 \text{ m}$$

- b). Cálculo de a , despejando de la ecuación II.66:

$$a = \left(\frac{Q_d}{8.62 H_{\text{máx}}} \right)^2$$

$$a = \left(\frac{0.2}{8.62 (0.66)} \right)^2 = 0.0012358$$

- c). Cálculo de b_o , proponiendo $w = 0.06 \text{ m}$.

$$c = \frac{w}{2} = 0.03 \text{ m}.$$

Despejando b_o de la ecuación II.64:

$$b_o = \left(\frac{4a}{c} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{4(0.0012358)}{0.03} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$b_o = 0.406 \text{ m}.$$

d). Construcción del vertedor:

Sustituyendo $H = y$ en la ecuación II.63:

$$x = \left(\frac{a}{y} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$x = \left(\frac{0.0012358}{y} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Se elabora la tabla II.26 dando valores a y , inicialmente a cada centímetro y posteriormente a mayores intervalos:

**TABLA II.26 DATOS PARA CONSTRUCCION
DEL VERTEDOR PROPORCIONAL**

y (m)	$2x$ (m)
0.03	0.406
0.04	0.352
0.05	0.314
0.06	0.287
0.07	0.266
0.08	0.249
0.09	0.234
0.10	0.222
0.12	0.203
0.14	0.188
0.16	0.176
0.18	0.166
0.20	0.157
0.23	0.147
0.26	0.138
0.29	0.131
0.32	0.124
0.35	0.119
0.40	0.111
0.45	0.105
0.50	0.099
0.55	0.095
0.60	0.091
0.65	0.087
0.66	0.087
0.70	0.084
0.75	0.081

e). Elaboración de la tabla II.27 de carga y gasto, con la ecuación II.66:

$$Q = 8.62 a^{1/2} H$$

$$Q = 8.62 (0.0012358)^{1/2} H$$

$$Q = 0.3030 H$$

**TABLA II.27 RELACION DE CARGAS Y GASTOS
PARA EL VERTEDOR PROPORCIONAL
DEL EJEMPLO II.20**

CARGA H (m)	GASTO lps
0.03	9
0.04	12
0.05	15
0.06	18
0.07	21
0.08	24
0.09	27
0.10	30
0.12	36
0.14	42
0.16	48
0.18	54
0.20	60
0.23	70
0.26	79
0.29	88
0.32	97
0.35	106
0.40	121
0.45	136
0.50	151
0.55	167
0.60	182
0.66	200
0.70	212
0.75	227

f). Revisión de velocidad con diferentes gastos; aplicando la ecuación II.66:

$$Q_1 = 54 \text{ lps} \Rightarrow H_1 = 0.18 \text{ m}$$

$$Q_2 = 106 \text{ lps} \Rightarrow H_2 = 0.35 \text{ m}$$

$$Q_3 = 200 \text{ lps} \Rightarrow H_3 = 0.66 \text{ m}$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{b H}$$

$$v_1 = \frac{0.054}{1.0 \times 0.18} = 0.30 \text{ m/s}$$

$$v_2 = \frac{0.106}{1.0 \times 0.35} = 0.30 \text{ m/s}$$

$$v_3 = \frac{0.200}{1.0 \times 0.66} = 0.30 \text{ m/s}$$

La velocidad permanece constante en el canal desarenador, aun con la variación de gastos.

Ejemplo II.21

Una planta de tratamiento cuyo gasto máximo es de 150 lps, gasto medio de 70 lps y gasto mínimo de 30 lps, tiene un tanque de contacto de cloro cuyo tirante medio es de 1.50 m. El canal de salida del tanque es de 0.80 m de ancho y tiene un vertedor rectangular sin contracciones (figura II.39). Calcular los tirantes mínimo, medio y máximo sobre el vertedor, y definir la cota a la que se debe colocar el vertedor medida desde el piso.

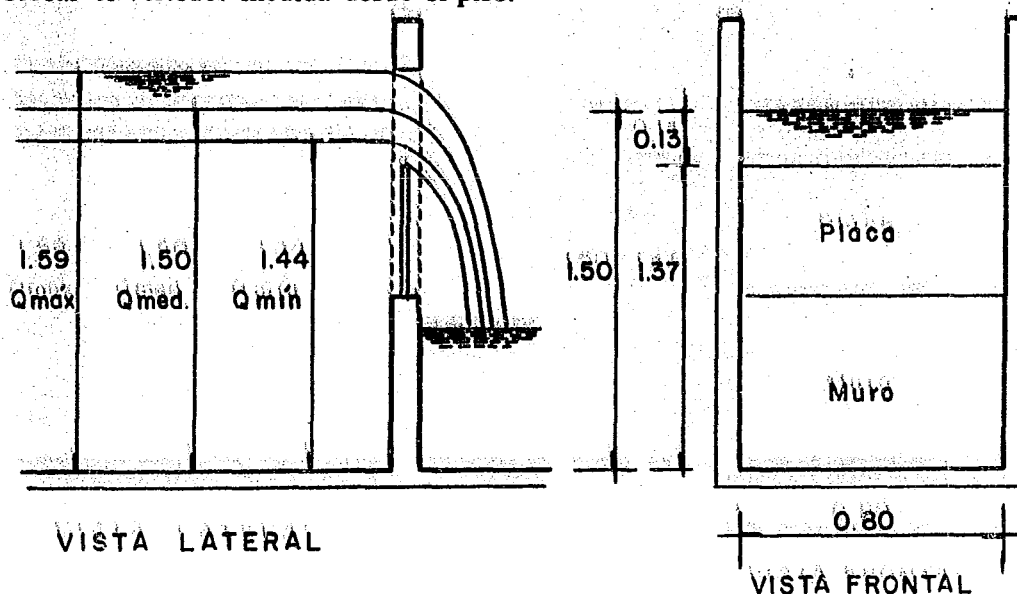


Figura II.39 Vertedor rectangular del ejemplo II.21.

a). Cálculo de tirantes, si $L = 0.8$ m, con la ecuación II.53:

$$Q = 1838 L H^{1.5} = 1470.4 H^{1.5}$$

$$H = \left(\frac{Q}{1470.4} \right)^{\frac{1}{1.5}} = \left(\frac{Q}{1470.4} \right)^{0.6667}$$

$$H_{min} = \left(\frac{30}{1470.4} \right)^{0.6667} = 0.075 \text{ m.}$$

$$H_{med} = \left(\frac{70}{1470.4} \right)^{0.6667} = 0.131 \text{ m.}$$

$$H_{max} = \left(\frac{150}{1470.4} \right)^{0.6667} = 0.218 \text{ m.}$$

Ejemplo II.22

Para los datos del problema anterior, calcular la longitud de un vertedor rectangular con contracciones que se requiere para el tirante medio de 0.13 m y Q_{med} de 70 lps.

De la ecuación II.54:

$$Q = 1838 (L + 0.2 H) H^{1.5}$$

$$L = \frac{Q}{1838 H^{1.5}} + 0.2 H$$

$$L = \frac{70}{1838 (0.13)^{1.5}} + 0.2 (0.13)$$

$$L = 0.838 \text{ m}$$

Se requiere de un canal de mayores dimensiones para instalar un vertedor con contracciones (de 83.8 cm más la longitud de las contracciones) para tener el tirante de 0.13 m a Q_{med} .

Ejemplo II.23

Un sedimentador secundario circular de 33 m de diámetro está diseñado para un gasto medio de 250 lps y un gasto máximo de 450 lps (figura II.40). Diseñar sus vertedores dentados (triangulares) para una abertura de 90°.

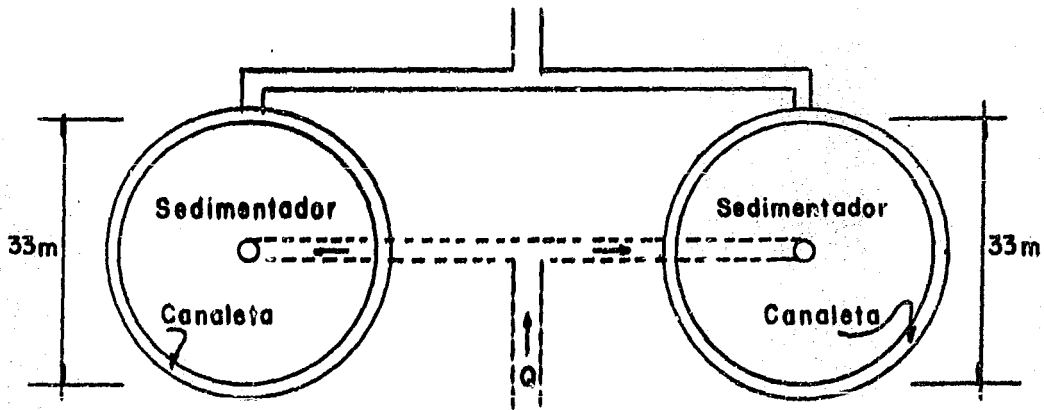


Figura II.40 Sedimentadores secundarios del ejemplo II.23.

- a). Longitud total del vertedor dentado:
- $$P = \pi D = 3.14 \times 33 = 103.67 \text{ m}$$
- b). Geometría propuesta: (ver figura II.41)

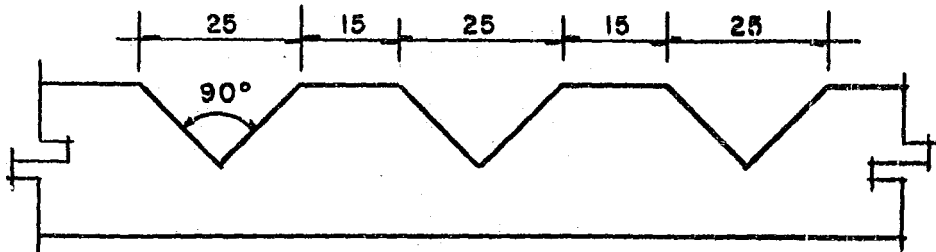


Figura II.41 Geometría propuesta.

c). Número de vertedores:

$$N = \frac{P}{l} = \frac{103.67}{0.40} = 259 \text{ vertedores}$$

d). Gasto por vertedor:

Para $Q_{\text{máx}}$:

$$Q_v = \frac{450}{259} = 1.737 \frac{\text{lps}}{\text{vertedor}}$$

e). Carga sobre el vertedor, con la ecuación II.60:

$$Q = 1380 H^{2.5}$$

$$H = \left(\frac{Q}{1380} \right)^{\frac{1}{2.5}} = \left(\frac{1.737}{1380} \right)^{0.4} = 0.069 \text{ m.}$$

Para Q_{med} :

$$Q_v = \frac{250}{259} = 0.965 \frac{\text{lps}}{\text{vertedor}}$$

$$H = \left(\frac{0.965}{1380} \right)^{0.4} = 0.054 \text{ m.}$$

Aunque la recomendación dice que $H_{\text{mín}}$ debe ser mayor de 0.06 m, en este caso el vertedor se usa como punto de control hidráulico y no como medidor, así que podemos utilizar este tipo de vertedores para cargas tan pequeñas como 0.03 m bajo estas condiciones. La figura II.42 muestra los resultados.

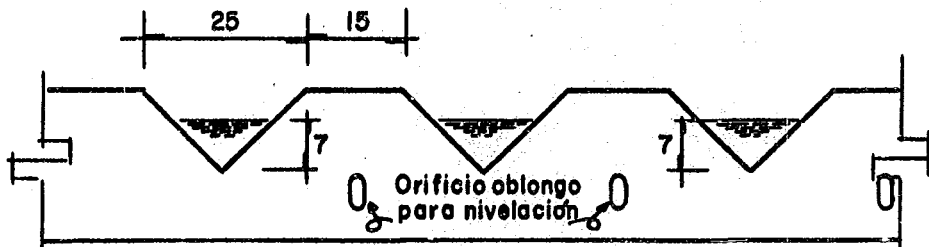


Figura II.42 Resultados del ejemplo II.23.

Ejemplo II.24

Una caja de salida de una planta de tratamiento de aguas residuales requiere de un vertedor trapezoidal Cipolletti. Dimensionar la caja si el gasto máximo de descarga es de 1550 lps.

De la tabla II.25 seleccionamos la carga máxima recomendada para un gasto cercano a 1550 lps, en este caso $H = 0.76$ m, para $Q = 1884$ lps y $L = 1.52$ m. Nuestro vertedor será aproximadamente de este orden de magnitud.

Vertedor propuesto.

Para $Q = 1550$ lps y $L = 1.50$ m, aplicando la ecuación II.62.

$$Q = 1860 LH^{1.5}$$

$$H = \left(\frac{1550}{1860 (1.5)} \right)^{0.6667} = 0.676 \text{ m.}$$

La figura II.43 muestra el vertedor propuesto.

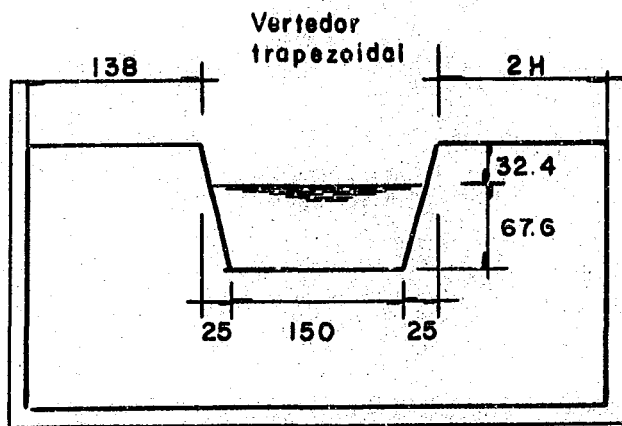


Figura II.43 Resultados del ejemplo II.24.

Ejemplo II.25

Una industria descarga normalmente aguas residuales con un rango de gastos entre 20 y 40 lps, sin embargo tiene descargas puntuales que aumentan considerablemente hasta 300 lps. Diseñar un vertedor compuesto capaz de medir esta variación de gastos.

- a). Se propone un medidor compuesto, con un vertedor triangular para gastos pequeños y un vertedor rectangular con contracciones para gastos grandes (figura II.44).

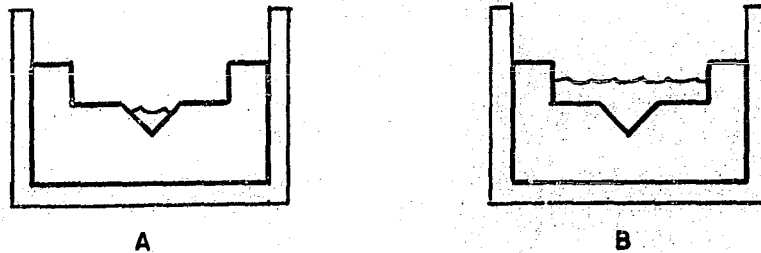


Figura II.44 Medidor compuesto del ejemplo II.25; (A) triangular; (B) triangular más rectangular con contracciones.

- b). Cálculo del tirante máximo en el vertedor triangular de 90°. Para Q de 40 lps.

$$Q = 1380 H^{2.5}$$

$$H = \left(\frac{Q}{1380} \right)^{\frac{1}{2.5}} = \left(\frac{40}{1380} \right)^{0.4} = 0.243 \text{ m.}$$

- c). Cálculo del tirante en el vertedor rectangular con contracciones. El gasto que pasará a través de este vertedor es:

$$Q = 300 - 40 = 260 \text{ lps.}$$

Si seleccionamos $L = 0.70 \text{ m.}$

$$Q = 1838 (L - 0.2 H) H^{1.5}$$

d). Por prueba y error, encontraremos el tirante sobre el vertedor rectangular.

$$\frac{Q}{1838} = (L - 0.2 H) H^{1.5}$$

$$\frac{260}{1838} = 0.1415 = (0.7 - 0.2 H) H^{1.5}$$

Para darnos una idea del valor de H, consultaremos la tabla II.22 podemos observar que si $L = 0.76$ m., $Q = 297$ lps., $H = 0.38$ m.

Suponiendo $H = 0.35$ m

$$((0.7) - 0.2(0.35))(0.35)^{1.5} = 0.1304$$

Suponiendo $H = 0.40$ m

$$((0.7 - 0.2(0.40))(0.4)^{1.5} = 0.1568$$

Suponiendo $H = 0.37$ m

$$((0.7) - 0.2(0.37))(0.37)^{1.5} = 0.1409 \approx 0.1415$$

$$H = 0.37 \text{ m}$$

La figura II.45 muestra los resultados de este ejemplo.

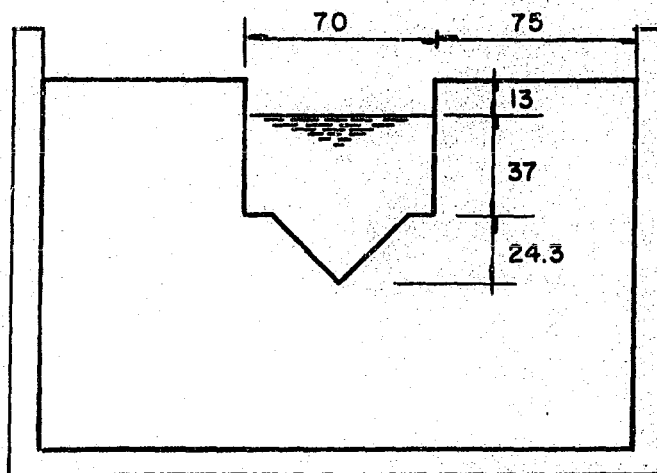


Figura II.45 Resultados del ejemplo II.25.

II.2.3 ORIFICIOS.

Orificios en canaletas recolectoras.

Cuando se utilizan orificios para alimentar canaletas de recolección de agua sedimentada (aunque es práctica más usual en sedimentadores para agua potable), se puede utilizar la ecuación para orificios (figura II.46).

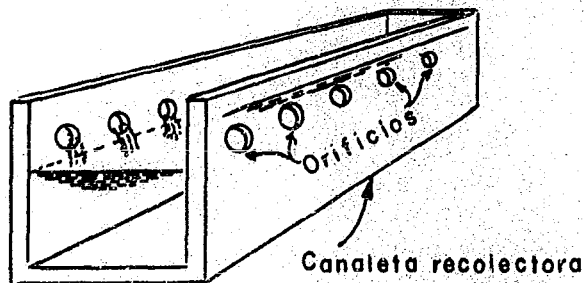


Figura II.46 Canaleta de recolección con orificios.

$$Q = CD A \sqrt{2g h} \quad (II.67)$$

Donde:

- Q = Gasto, (m³/s)
- CD = Coeficiente de contracción
- A = Area del orificio, (m²)
- g = Constante gravitacional, (9.81 m/s²)
- h = Carga sobre el orificio, (m)

Esta misma ecuación es válida para orificios con descarga libre o ahogadas, en este último caso la fórmula toma la forma:

$$Q = CD A \sqrt{2g \Delta h} \quad (II.68)$$

Donde: Δh = Diferencia de niveles dentro y fuera de la canaleta (figura II.47)

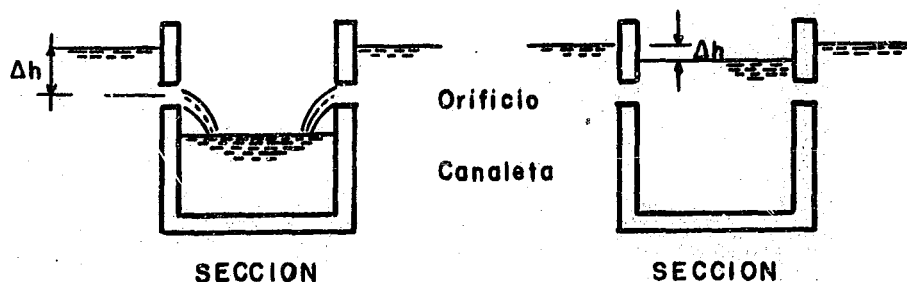


Figura II.47 Diferencia de niveles en canaletas con descarga libre o ahogada.

Los orificios se instalan preferentemente donde la velocidad de aproximación es despreciable. Los valores del coeficiente C_D para flujo libre o sumergido para orificios circulares se pueden consultar en la tabla II.28.

TABLA II.28 COEFICIENTE DE DESCARGA C_D PARA ORIFICIOS CIRCULARES DE PARED DELGADA (CON VELOCIDAD DE APROXIMACION DESPRECIABLE)

DIAMETRO DEL ORIFICIO (m)	CD	
	DESCARGA LIBRE	AHOGADOS
0.020	0.61	0.57
0.025	0.62	0.58
0.035	0.64	0.61
0.045	0.63	0.61
0.050	0.62	0.61
0.065	0.61	0.60
0.075	0.60	0.60

Ejemplo II.26

Un sedimentador secundario tiene 3 canaletas de recolección con orificios, la longitud de las canaletas es de 10 m (figura II.48). Calcular el número de orificios para una descarga ahogada y una diferencial de 0.05 m. Si el gasto máximo es de 420 lps dimensionar el arreglo si la longitud total de canaletas es de 40 m.

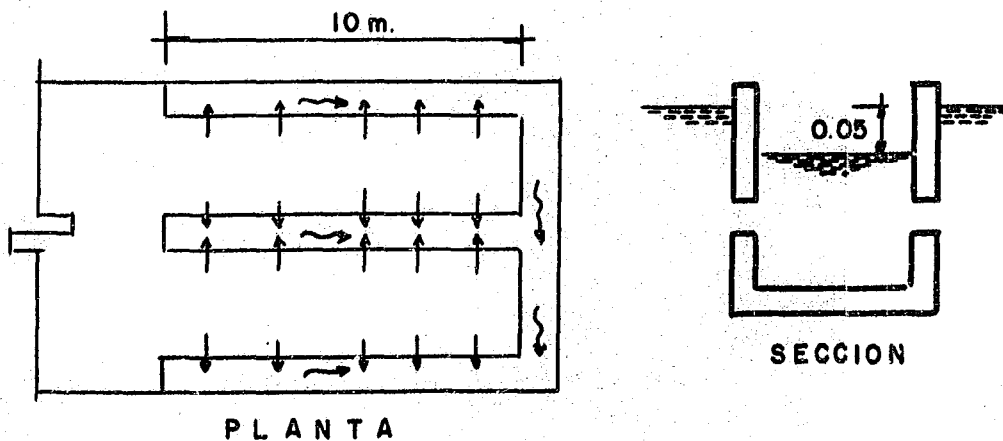


Figura II.48 Datos del ejemplo II.26.

Datos:

$$\Delta h = 0.05 \text{ m.}$$

$$Q = 0.420 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$A = 0.785(0.075)^2 = 0.004417 \text{ m}^2$$

Proponiendo orificios de 0.075 m de diámetro, se calcula el gasto unitario q , aplicando la ecuación II.68:

$$q = 0.60 (0.0044178) \sqrt{2(9.81) 0.05}$$

$$q = 0.0026 \text{ m}^3/\text{s por orificio.}$$

El número de orificios será:

$$N = Q/q = 0.420/0.0026 = 162 \text{ orificios}$$

$$N \approx 160$$

El número de orificios por metro lineal de canaleta es:

$$\frac{160 \text{ orif.}}{40\text{m.}} = 4 \text{ orificios/metro}$$

Se tendrán orificios de 0.075 m de diámetro a cada 0.25 m centro a centro.

Portales de salida.

La alimentación de sedimentadores circulares normalmente se realizan por una columna central con portales de salida y una mampara de aquietamiento (figura II.49).

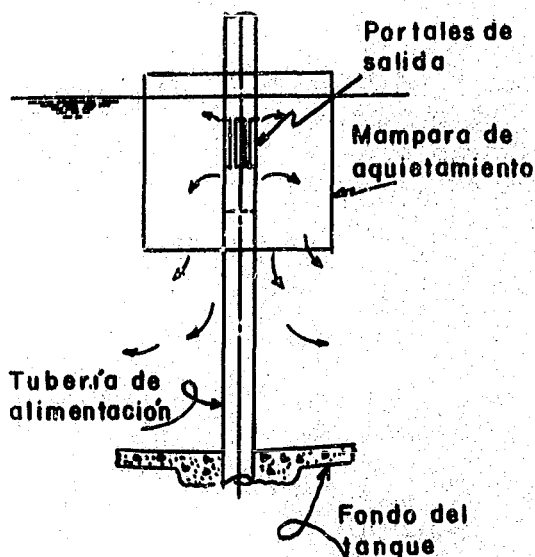


Figura II.49 Portales de salida.

La velocidad de diseño tanto de la columna central como de los portales de salida obedece al criterio de velocidades mínimas para evitar sedimentación de sólidos dentro de la tubería, estas velocidades mínimas son del orden de 0.30 m/s.

Aunque los portales de salida son orificios, realmente no trabajan como tales, por lo que sus dimensiones se determinan por el gasto medio y la velocidad recomendada.

El ancho b de los portales es función del número de portales y del diámetro de la columna central de alimentación, así, se utiliza la expresión II.69 para calcular el perímetro interior de la columna de alimentación. Normalmente se utilizan de 3 a 4 portales de salida (figura II.50).

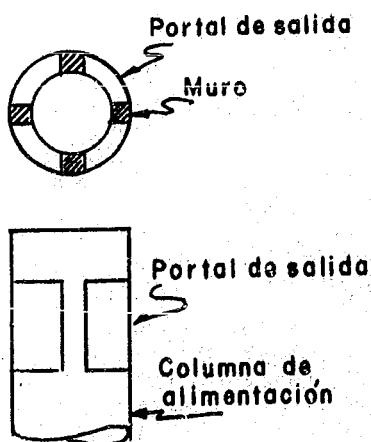


Figura II.50 Detalle del portal de salida.

$$P = \pi D \quad (\text{II.69})$$

Donde: P = Perímetro interior de la columna de alimentación, (m)
 π = Constante 3.1416
 D = Diámetro interior de la columna central, (m)

Para calcular el ancho b , de cada portal:

$$b = \frac{P - Nd}{N} \quad (\text{II.70})$$

Donde: b = Ancho del portal, (m)
 P = Perímetro interior de la columna de alimentación, (m)
 d = Ancho de muro entre portales, (m)
 N = Número de portales

Ejemplo II.27

El gasto medio de diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales es de 420 lps, la planta tiene dos sedimentadores secundarios circulares, calcular el diámetro de la columna de alimentación y los portales de salida.

Gasto para un sedimentador.

$$Q_d = \frac{Q}{2} = \frac{0.420}{2} = 0.210 \text{ m}^3/\text{s}$$

Si seleccionamos $V = 0.5 \text{ m/s}$ (mayor de 0.3 m/s)

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.210}{0.5} = 0.42 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{A}{0.7854}} = \sqrt{\frac{0.42}{0.7854}} = 0.73 \text{ m} \approx 0.75$$

El perímetro será:

$$P = \pi D = 3.14(0.75) = 2.36 \text{ m}$$

Si hacemos 4 portales de salida y el muro entre portales lo dejamos de 20 cm.

$$N = 4 \quad d = 0.20 \text{ m}$$

$$b = \frac{P - 4d}{N} = \frac{2.36 - 4(0.20)}{4}$$

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

Si la velocidad a través del portal es de 0.3 m/s , el largo será:

$$A = \frac{\frac{Q_d}{N}}{V} = \frac{\frac{0.21}{4}}{0.3} = 0.175 \text{ m}^2$$

$$\text{Si } b = 0.39 \text{ m}$$

$$A = b \times l$$

$$l = A/b = 0.175/0.39 = 0.45 \text{ m}$$

Si se colocan dejando 5 cm arriba del nivel máximo del sedimentador, los portales serán de:

$$b = 0.39$$

$$l = 0.45 + 0.05 = 0.50 \text{ m}$$

La figura II.51 muestra los resultados del ejemplo II.27.

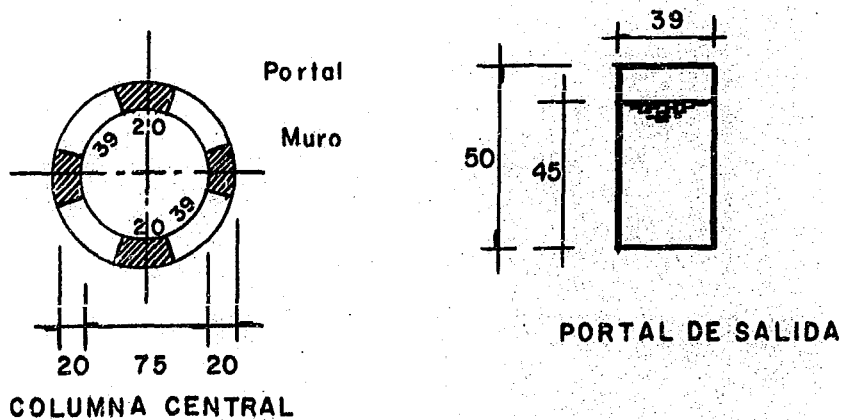


Figura II.51 Resultados del ejemplo II.27.

Orificios en canales distribuidores.

La alimentación de sedimentadores rectangulares generalmente se hace a través de un canal que puede trabajar como vertedor rectangular sin contracciones o con orificios localizados en el fondo del canal, trabajando ahogados (figura II.52).

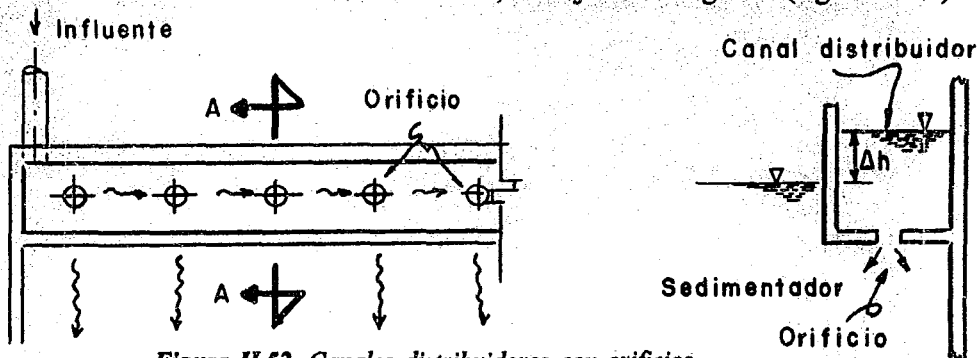


Figura II.52 Canales distribuidores con orificios.

El procedimiento de cálculo para obtener la diferencia de niveles entre el canal alimentador y el tanque sedimentador cuando se utilizan orificios, es el siguiente:

- a). Establezca la elevación del fondo del canal alimentador y la elevación del vertedor de control a la salida del sedimentador (figura II.53).

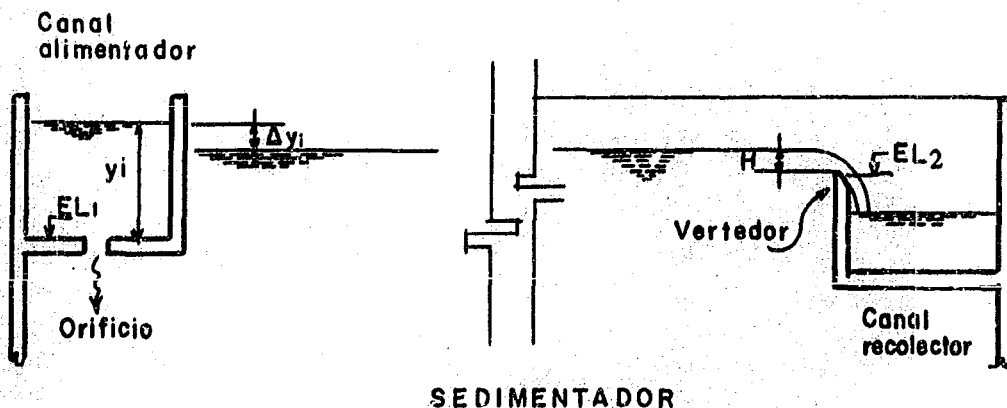


Figura II.53 Variables en canales distribuidores con orificios.

- EL₁ = Elevación del fondo del canal
- EL₂ = Elevación de la cresta vertedora
- H = Tirante sobre el vertedor de salida
- y_i = Tirante sobre el orificio

- b). Proponga el número, dimensión y arreglo de los orificios que se utilizan (se recomiendan velocidades entre 1 y 2 m/s), el largo y ancho del canal distribuidor y el gasto máximo de diseño.
- c). Calcule la carga sobre el vertedor de salida, de acuerdo con las fórmulas de vertedores ya proporcionadas, según sea el tipo de vertedor de salida (rectangular, triangular, etc.), y el gasto máximo que entrará al sedimentador.
- d). Suponga el gasto de salida por el último orificio:

$$(q_u)_s = \frac{Q_{max}}{N} \quad (II.71)$$

Donde: $(q_u)_s$ = Gasto en el último orificio, (m^3/s)
 $Q_{m\acute{a}x}$ = Gasto máximo que entra al sedimentador, (m^3/s)
 N = Número de orificios

Si el canal alimentador no cambia de sección, y la alimentación entra por un extremo, el gasto por el último orificio deberá incrementarse entre 2 y 7%.

Si la alimentación entra al centro disminuirá este valor a la mitad (figura II.54).

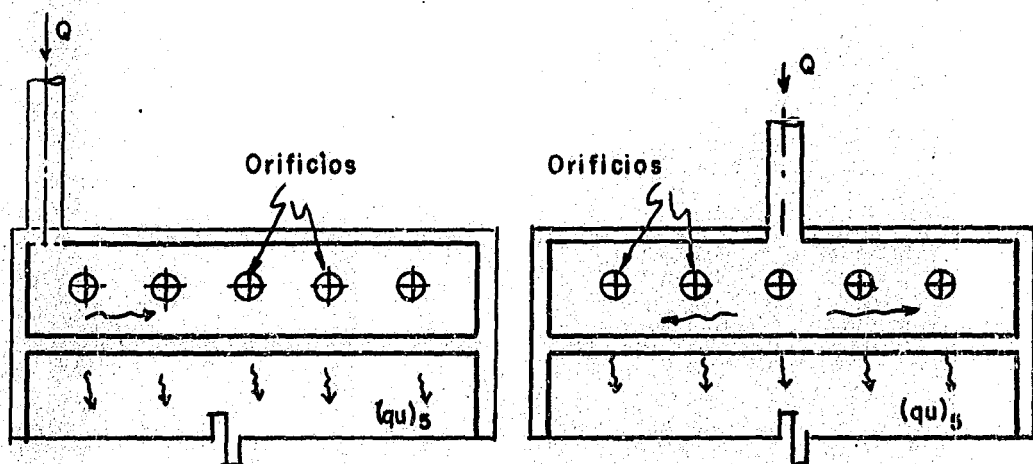


Figura II.54 Factor F por entrada al canal alimentador.

$$(q_u)_i = (q_u)_s \times F \quad (II.72)$$

Donde: $(q_u)_s$ = Gasto promedio por orificio
 $(q_u)_i$ = Gasto en el último orificio, (m^3/s)
 F = Factor para aumentar el gasto.

$$1.020 < F < 1.070$$

- e). Con los datos anteriores, incluyendo la suposición del gasto a través del último orificio, calcule el tirante del canal en el último orificio con los siguientes pasos.

- e₁). Suponga un tirante inicial y_i , este puede suponerse, observando la figura II.53.

Se conocen EL_1 , EL_2 y H por lo tanto es más fácil suponer Δy que y_i , como primer cálculo iterativo.

$$y_i = EL_2 - EL_1 + H + \Delta y \quad (II.73)$$

Donde:

- y_i = Tirante en la canaleta alimentadora, (m)
- EL_1 = Elevación (cota) del fondo del canal, (m)
- EL_2 = Elevación (cota) de la cresta vertedora, (m)
- H = Carga sobre el vertedor, (m)
- Δy = Carga sobre los orificios (m)

- e₂). Una vez supuesto y_i , calcule la velocidad en el canal alimentador, ya que el gasto que viene en el canal es el mismo que pasa por el orificio final.

$$V_i = \frac{(q_u)_i}{w y_i} \quad (II.74)$$

Donde:

- V_i = Velocidad en el canal alimentador, (m/s)
- $(q_u)_i$ = Gasto en último tramo del canal, (m³/s)
- w = Ancho del canal, (m)
- y_i = Tirante al final del canal, (m), (supuesto).

- e₃). Calcule el número de Froude en el orificio final:

$$F_i = \frac{V_i}{\sqrt{g y_i}} \quad (II.75)$$

Donde:

- F_i = Número de Froude, (adimensional)
- V_i = Velocidad en el canal, (m/s)
- g = Constante de la gravedad, (m/s²)
- y_i = Tirante al final del canal, (m), (supuesto)

- e₄). Calcule el coeficiente de descarga CD , para el orificio final.

$$CD = 0.611 - 0.29 (F_i)^2 \quad \text{Orificios rectangulares} \quad (II.76)$$

$$CD = 0.63 - 0.29 (F_i)^2 \quad \text{Orificios circulares} \quad (II.77)$$

Donde: CD = Coeficiente de descarga
 F_i = Número de Froude

e₅). Calcule la descarga a través del orificio con la ecuación:

$$(q_u)_{ic} = CD \ a \ \sqrt{2g \ (\Delta E)} \quad (II.78)$$

$$\Delta E = [EL_1 + y_i + \frac{V_i^2}{2g}] - [EL_2 + H] \quad (II.79)$$

Donde: ΔE = Gradiente de energía, (m)
 Otras variables ya mencionadas.

Se supone la carga de velocidad cero, en el sedimentador.

a = Área del orificio, (m²)
 CD = Coeficiente de descarga
 g = Constante gravitacional, (9.81 m/s²)

f). Compare el gasto supuesto en el último orificio y el gasto calculado:

$$\Delta q = (q_u)_i - (q_u)_{ic} \quad (II.80)$$

Donde: Δq = Diferencia de gastos, (m³/s)
 $(q_u)_i$ = Gasto inicial supuesto en el último orificio, (m³/s)
 $(q_u)_{ic}$ = Gasto calculado, (m³/s)

Si Δq es mayor que un criterio establecido (por ejemplo: 0.001) repita el procedimiento de cálculo desde el inciso e), suponiendo otro valor de y_i .

Una vez que se obtiene un valor correcto de Δq , se habrá obtenido la carga y_i sobre el último orificio.

Este procedimiento de cálculo da valores aproximados de la carga sobre el orificio o tirante máximo del canal alimentador, cuya aproximación es suficiente para fines prácticos. Si se requiere mayor precisión, así como el gasto de salida por cada orificio, consultar la referencia 5. No se presenta la metodología para este último caso, ya que su complejidad requiere un espacio mayor al disponible en este trabajo.

Ejemplo II.28

Un sedimentador primario de forma rectangular, se alimenta con un canal con orificios. El gasto máximo es de 660 lps, la longitud del canal alimentador y del canal de salida es de 15 m. Tiene 8 orificios circulares de 0.25 m de diámetro y están distribuidos uniformemente a lo largo del canal, cuyo ancho es de 1.20 m. La salida del sedimentador trabaja como un vertedor rectangular de pared delgada, la cota de elevación de la cresta es la 300.00 y la cota de elevación del fondo del canal alimentador es la 299.85 (figura II.54.A). Estime el tirante y, en el canal alimentador.

Datos del problema:

a) y b).

EL_1	=	299.85	
EL_2	=	300.00	
N	=	Número de orificios	= 8
ϕ	=	Diámetro de orificio	= 0.25 m
a	=	$0.7854 (0.25)^2$	= 0.04909 m^2
w	=	1.20 m	
L	=	15 m	
$Q_{\text{máx}}$	=	660 lps	= $0.660 \text{ m}^3/\text{s}$

c). Carga sobre el vertedor de salida, considerando un vertedor rectangular sin contracciones.

$$Q = 1838 L H^{1.5}$$

$$H = \left(\frac{Q}{1838 L} \right)^{0.6667}$$

$$H = \left(\frac{660}{1838 (15)} \right)^{0.6667} = 0.083 \text{ m.}$$

d). Suposición del gasto de salida por el último orificio.

$$(q_u)_s = \frac{Q_{\text{máx}}}{N} = \frac{0.660}{8} = 0.0825 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$(q_u)_s = (q_u)_s \times F$$

$$\text{Si } F = 1.045 \text{ (promedio)}$$

$$(q_u)_i = 0.0825 \times 1.045 = 0.0862 \text{ m}^3/\text{s}$$

e). Cálculo del tirante del canal en el último orificio.

Primera iteración.

$$\begin{aligned} e_1). \quad y_i &= 300 - 299.85 + 0.083 + \Delta y_i \\ \text{Si } \Delta y_i &= 0.55 \text{ m} \\ y_i &= 0.783 \end{aligned}$$

$$e_2). \quad V_i = \frac{(q_u)_i}{w y_i} = \frac{0.0862}{(1.2)(0.783)} = 0.0917 \text{ m/s}$$

$$e_3). \quad F_i = \frac{V_i}{\sqrt{g y_i}} = \frac{0.0917}{\sqrt{9.81(0.783)}} = 0.0331$$

$$\begin{aligned} e_4). \quad CD &= 0.63 - 0.29 (F_i)^2 = 0.63 - 0.29(0.0331)^2 \\ CD &= 0.6297 \end{aligned}$$

$$e_5). \quad (q_u)_{ic} = CD a \sqrt{2g(\Delta E)}$$

$$\Delta E = [EL_1 + y_i + \frac{V_i^2}{2g}] - [EL_2 + H]$$

$$\Delta E = 299.85 + 0.783 + \frac{0.0917^2}{2(9.81)} - (300 + 0.083)$$

$$\Delta E = 0.5504$$

$$\begin{aligned} (q_u)_{ic} &= 0.6297(0.04909)\sqrt{2(9.81)(0.55042)} = 0.1016 \\ \Delta q &= (q_u)_{ic} - (q_u)_s = 0.1016 - 0.0862 = 0.01538 \end{aligned}$$

$\therefore$ Se requiere disminuir la diferencial Δy_i .

Segunda iteración.

$$\begin{aligned} e_1). \quad \text{Si } \Delta y_i &= 0.537 \\ e_2). \quad V_i &= 0.09329 \\ e_3). \quad F_i &= 0.0339 \\ e_4). \quad CD &= 0.6297 \\ e_5). \quad \Delta E &= 0.5374 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}(q_u)_{ic} &= 0.1004 \\ \Delta q &= 0.1004 - 0.0862 = 0.0142\end{aligned}$$

Se continúan las iteraciones hasta encontrar el valor de y_i correcto.

Suponiendo $\Delta y_i = 0.397$, se obtiene:

$$\begin{aligned}y_i &= 0.63 \text{ m} \\ (q_u)_{ic} &= 0.0863 \\ \Delta q &= 0.0863 - 0.0862 = 0.0001\end{aligned}$$

Este resultado es aproximado ya que estamos suponiendo el gasto a través del último orificio, si por ejemplo hubiésemos seleccionado un gasto mucho mayor, de $0.100 \text{ m}^3/\text{s}$ (en lugar de 0.0862) el tirante y_i resultaría de 0.77 m . El bordo libre es capaz de soportar un error de esta magnitud.

Si quisiéramos que el gasto se repartiera de una mejor manera por los orificios, lo que recomienda es que se vaya reduciendo la sección del canal alimentador, tratando de mantener la velocidad a lo largo del mismo (como en el caso de múltiples alimentadores). En este caso, nuestra suposición del gasto a través del último orificio, no requerirá del factor de corrección F . Otra forma de mejorar la repartición, es aumentando el número de orificios, cuidando que la velocidad de paso a través de ellos no sobrepase los valores recomendados.

III. MEDIDORES EN TUBERIAS A PRESION.

La toma de decisiones para el control de una planta de tratamiento de aguas residuales, depende de la medición de una serie de parámetros, incluyendo la medición de gastos.

La medición de gastos en una planta de tratamiento de aguas residuales, debe incluir los puntos de interés para la correcta operación y control de la misma, así, por ejemplo, se debe medir el gasto en las siguientes unidades de proceso.

- Influyente a la planta de tratamiento
- Lodos del sedimentador primario
- Recirculación de lodos activados
- Exceso de lodos activados
- Lodos del digestor
- Sobrenadante del digestor
- Flujos de recirculación y retorno
- Influyente al proceso de desinfección
- Efluente de la planta de tratamiento.

Las características del líquido manejado en diversos puntos de la planta son muy diferentes, esto implica que debemos ser cuidadosos en la selección de los dispositivos de medición.

Los medidores de flujo realizan dos funciones básicas:

- Controlan el flujo, de manera que se conozca la relación entre gasto y un parámetro medible (profundidad, velocidad o caída de presión).
- Miden el parámetro relacionado con el gasto.

Los dispositivos usados para controlar el flujo son conocidos como "dispositivos primarios". Los dispositivos usados para medir la profundidad, velocidad o caída de presión, son llamados "dispositivos sensores".

Los medidores de gasto pueden dividirse en dos grandes grupos:

- Los que operan en canales abiertos.
- Los que operan en tuberías a presión.

La selección de medidores primarios y sensores, incluyen las siguientes consideraciones:

- Condición de flujo (gravedad o presión)
- Pérdida de carga disponible
- Características físicas del fluido
- Presión requerida
- Requisitos de espacio y configuración
- Rango de gastos (se recomienda no mayor de 1:6)
- Costos de capital y de operación
- Requisitos de mantenimiento

Los dispositivos primarios que funcionan en canales abiertos (gravedad), son: Canales (Parshall y otros), y vertedores (triangular, rectangular, trapezoidal, proporcional), presentados anteriormente.

Los dispositivos primarios en tuberías a presión, pueden ser tan simples como un tramo recto de tubería o tan sofisticado como el medidor Venturi (figura III.1), diseñado para relacionar el gasto con una caída de presión que se da, al pasar el fluido a través del dispositivo.

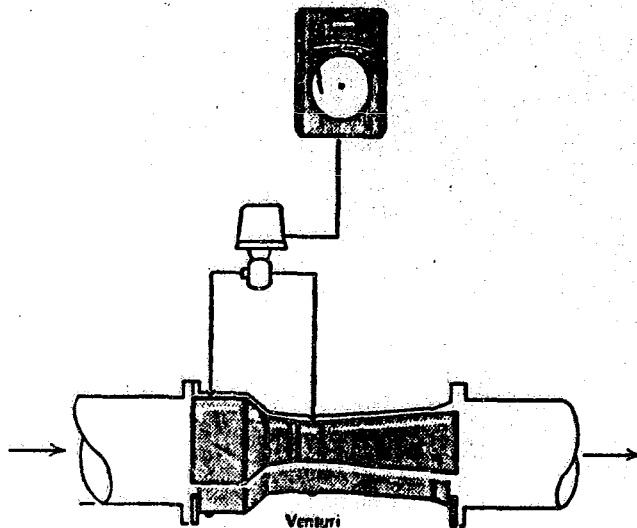


Figura III.1 Medidor Venturi.

Para la selección de medidores en tuberías a presión, se harán las siguientes consideraciones:

- El tubo debe trabajar siempre lleno, si es posible, coloque el medidor en tuberías verticales, para asegurar su funcionamiento a tubo lleno y minimizar la entrada de aire.
- El medidor se colocará en un tramo recto de la tubería, al menos 10 diámetros aguas arriba y 5 diámetros aguas abajo del medidor la tubería será recta, para minimizar imprecisiones por disturbios hidráulicos. Verifique estas distancias con las recomendadas por el fabricante.
- Mantenga velocidades de flujo a través del dispositivo del orden de 1.2 a 2.5 m/s, para minimizar problemas por obstrucciones provocados por la acumulación de grasa y de sólidos. Consulte al fabricante para velocidades recomendadas.
- Construya un by pass del medidor, para desmontarlo, darle mantenimiento, limpieza y calibración.

El medidor Venturi, funciona al hacer pasar el flujo por el dispositivo, que consta de una sección convergente, una constricción y una sección divergente. de forma conocida, esta configuración geométrica causa una caída de presión, proporcional al cuadrado del gasto.

El tubo Venturi es utilizado con mayor frecuencia para agua limpia, en donde presenta excelente precisión, del orden de 0.75%. Su precisión en aguas residuales depende de la limpieza en sus conexiones. Por esta razón, los medidores Venturi cuando se apliquen a aguas residuales deberán estar provistos de sistemas de purga, tapones para limpieza manual y sensores de presión aislados del flujo.

Los medidores ultrasónicos, Doppler y magnéticos, que se describirán adelante, relacionan la velocidad del líquido en la tubería a presión, con el gasto. Los medidores magnéticos son construídos con un sensor, facilitando su instalación. Los medidores ultrasónicos pueden instalarse en tuberías existentes o ser fabricados en un tramo recto de tubería. Cuando se utilice tubería comercial, deben tomarse medidas precisas de su diámetro interior ya que el dispositivo sensor debe ser compatible con las dimensiones exactas y el recubrimiento interior de la tubería. La figura III.2 muestra un medidor magnético.

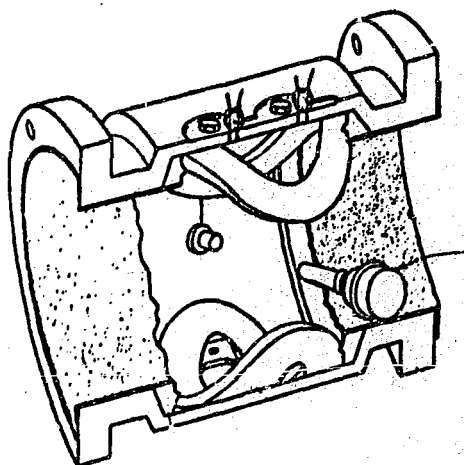


Figura III.2 Medidor magnético.

Dispositivos sensores.

Estos dispositivos se requieren para medir el parámetro creado por el dispositivo primario. La tabla III.1, resume las ventajas y limitaciones de diferentes dispositivos sensores. Posteriormente se da una descripción de los mas importantes.

Descripción de dispositivos sensores.

a). Sistemas de medición del nivel del líquido.

Estos sistemas se utilizan para medir la carga generada en dispositivos primarios que funcionan por gravedad, como canales, vertedores y tuberías medio llenas. Los instrumentos mas comunes son: flotadores, electrodos de capacitancia, transmisores de nivel ultrasónico, sistemas de fluido cautivo y sistemas de burbujeo.

b). **Sistemas de medición de presión.**

Estos sistemas se utilizan para medir la pérdida de carga en tuberías a presión. Esta aplicación requiere de la medición de un diferencial de presión para el cálculo posterior del gasto. La tubería es perforada aguas arriba de la constricción y en la propia constricción, estas perforaciones se conectan mediante tubos de diámetro pequeño a un diafragma que a su vez se conecta a un transductor. El transductor convierte el movimiento del diafragma en una señal neumática o eléctrica.

TABLA III.1 VENTAJAS Y LIMITACIONES DE DISPOSITIVOS "SENSORES" PARA MEDIDORES DE FLUJO EN TUBERIAS A PRESION.

DISPOSITIVO	PRECISION	VENTAJAS	LIMITACIONES
Gravedad			
Flotador	$\pm 1\%$	Simplicidad de operación	Requiere limpieza frecuente
Burbuja	$\pm 0.5\%$	Poco mantenimiento, alta precisión	Baja precisión para cargas bajas
Electrodo	$\pm 2\%$	Bajo costo	Requiere limpieza frecuente
Ultrasónico	$\pm 2\%$	Fácil de calibrar, bajo riesgo de falla	Afectado por viento, temperatura, humedad y espuma
Presión			
Ultrasónico (Velocidad)	$\pm 1\%$	Simple de instalar, bajo costo	Requiere limpieza periódica, afectado por sólidos, grasa y burbujas de gas
Ultrasónico (Doppler)	$\pm 1\%$	Simple de instalar, bajo costo	Deben existir sólidos suspendidos o burbujas los recubrimientos interiores afectan el funcionamiento
Magnético	$\pm 1\%$	Alta precisión	Requiere adecuado sistema de tierras. Alto costo. Requiere limpieza periódica.

c). Medidor ultrasónico de velocidad por tiempo de tránsito.

Este dispositivo es un medidor de gasto sin obstrucciones, que puede ser instalado en tuberías a presión. Consiste en dos transductores montados en posición diagonal al eje de la tubería, en un tubo previamente calibrado. Los transductores ultrasónicos son capaces de enviar y recibir pulsos de presión ultrasónicos. Durante la operación, los pulsos son transmitidos alternadamente a través del fluido, a favor y en contra de la dirección del flujo.

El tiempo de tránsito del pulso, tanto de ida como de vuelta, es medido. La velocidad promedio del fluido es proporcional a la diferencia entre los dos tiempos de tránsito. El medidor calcula la diferencia de tiempo, convirtiéndolo en velocidad promedio.

Los pulsos ultrasónicos pueden ser bloqueados o atenuados por sólidos suspendidos o burbujas en el fluido, se debe investigar la interferencia por grasa, burbujas y sólidos suspendidos, antes de su selección.

d). Medidor ultrasónico Doppler.

Este medidor es similar al anterior, aunque el principio de operación del medidor Doppler solo puede ser usado en fluidos que contengan sólidos suspendidos o burbujas de aire. Este medidor transmite un rayo de ondas ultrasónicas que se reflejan a un receptor al chocar con los sólidos o burbujas en el fluido, el receptor mide la frecuencia del reflejo (efecto Doppler), que es proporcional a la velocidad de los sólidos suspendidos o de las burbujas de gas.

e). Medidor magnético.

La operación del medidor magnético se basa en el principio de cualquier conductor, con una barra de acero o una columna de líquido conductivo que pase a través de las líneas de fuerza de un campo magnético fijo, generará una fuerza electromagnética (voltaje de corriente directa), directamente proporcional al movimiento del conductor (fluido), en el campo.

TABLA III.2 PREFERENCIAS DE USO DE MEDIDORES DE GASTO EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

MEDIDOR	AGUA CRUDA	LODGS PRIMARIOS	LODOS DIGERIDOS	LODOS ACTIVADOS	EXCESO DE LODOS	EFLUENTE
Parshall	4			1		3
Otro canal	3			2		2
Vertedor	1			2		6
Venturi	1	1				1
Ultrasónico	1	1	1	1		1
Doppler		2	2	2	1	
Propela						1
Magnético	5	11	11	9	11	4
Totales	15	15	14	17	12	18

Totalizadores de gasto.

En sistemas de medición de gastos, a menudo se requiere de un totalizador (figura III.3), este puede ser operado mecánicamente, directamente del movimiento mecánico del sistema de medición o del sistema graficador.

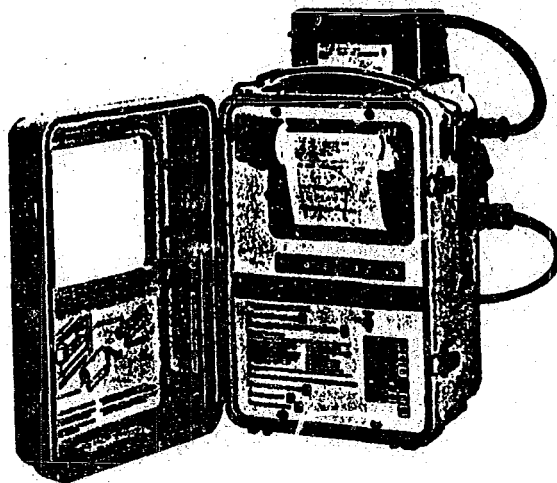


Figura III.3 Totalizador de gasto.

Otros dispositivos totalizadores, reciben la señal del medidor, - tiempo de pulso, frecuencia de pulso (neumática o eléctrica) - y la convierten en una lectura digital que representa el gasto acumulado, estas lecturas pueden registrarse en papel si así se desea.

IV. BOMBEO EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

Los proyectos de plantas de tratamiento de aguas residuales tienen un amplio rango de aplicaciones de bombeo, en general el bombeo se requiere para:

- Agua cruda
- Agua residual tratada
- Transferencia de caudal
- Lodos crudos y digeridos
- Lodos espesados
- Natas que incluyen grasas y sólidos flotantes
- Exceso y recirculación de lodos activados
- Soluciones químicas (cloro, sulfato de aluminio, cloruro férrico, cal, nutrientes, etc.)
- Apagadores de espuma
- Recirculaciones
- Vaciado de tanques
- Riego de jardines

Las bombas que se utilizan en aguas residuales se clasifican en:

- Bombas centrífugas
- Bombas de desplazamiento positivo
- Bombas de tornillo (Arquímedes)
- Bombas con impulsión de aire (air lift).

La tabla IV.1 indica la aplicación de diversas bombas en aguas residuales.

TABLA IV.1 APLICACION DE BOMBAS EN AGUAS RESIDUALES

TIPO DE BOMBA	CARGA DE SUCCION MAXIMA (m)	DIAMETRO DE SOLIDOS MAXIMO (m)	APLICACION TIPICA
Centrífuga doble orificio, inatascable	4.6	> 7.6	- Agua cruda - Lodos primarios - Lodos secundarios - Efluente
Centrífuga para agua limpia	4.6	< 2.5	- Agua para limpieza - Apagadores de espuma - Pre y postcloración - Agua de solución para químicos
Centrífuga tipo vórtice	4.6	> 7.6	- Recirculación de lodos - Arena
Centrífuga flujo mixto	4.6	> 7.6	- Agua cruda - Soluciones concentradas
Centrífuga flujo axial	4.6	< 2.5	- Efluente
Impulsión con aire (air lift)	3.0	> 7.6	- Agua cruda - Recirculación
Centrífuga desmenuzadora	3.0	-	- Agua cruda - Soluciones concentradas
Tornillo de Arquímedes	0	> 15	- Agua cruda - Recirculación de lodos
Desplazamiento positivo: - Pistón - Rotatoria - Diafragma	6.7	Consultar al fabricante	- Lodos primarios - Lodos espesados - Lodos digeribles - Productos químicos - Soluciones concentradas

Bombas centrífugas.

Estas bombas (figura IV.1) son las de mayor uso en aguas residuales, su capacidad está determinada por el diámetro y ancho del impulsor; y por la velocidad de rotación. La tabla IV.2 muestra capacidades de estas bombas.

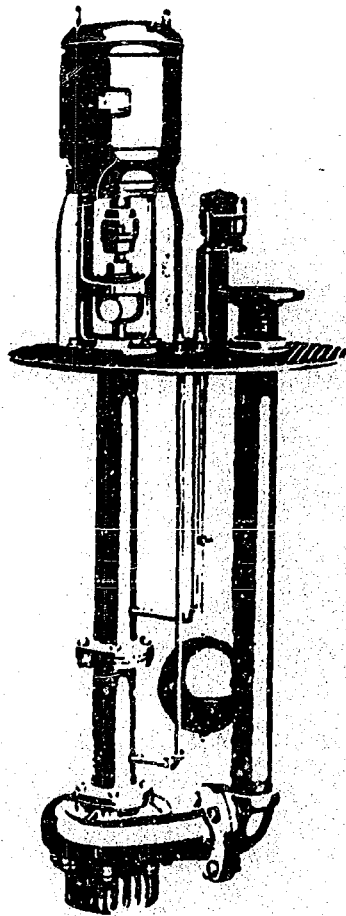


Figura IV.1 Bomba centrífuga vertical.

TABLA IV.2 CAPACIDAD DE BOMBAS CENTRIFUGAS

TIPO DE BOMBA	CAPACIDAD (lps)	RANGO DE CARGA (m)	RANGO DE EFICIENCIA OPTIMA %
Radial inatascable	3 - 1300	8 - 60	60 - 85
Radial agua limpia	3 - 1300	8 - 150	80 - 90
Vórtice	3 - 320	1 - 64	40 - 65
Flujo mixto	63 - 5000	3 - 18	80 - 88
Flujo axial	32 - 6300	0.3 - 12	75 - 85
Desmenuzador	3.2 - 32	1 - 72	40 - 50

Las bombas centrífugas pueden clasificarse de diferente manera:

Por su impulsor:

- Impulsor cerrado
- Impulsor semicerrado
- Impulsor abierto

Por la colocación del eje del impulsor:

- Vertical
- Horizontal

Por la dirección del flujo de salida:

- Radial
- Axial
- Mixto

Por la entrada de succión:

- Succión simple
- Doble succión

Por el número de impulsores:

- Una etapa
- Múltiples etapas

Por su colocación:

- Cárcamo seco
- Cárcamo húmedo

Si están dentro del agua:

- Sumergibles

Bombas sumergibles.

Las bombas centrífugas sumergibles (figura IV.2) son construidas de tal manera que la bomba y el motor son introducidos en el agua. Este tipo de bomba ha ganado mucha aceptación en los últimos años en aguas residuales. Existe un amplio rango de capacidades (de 2 a 600 hp), para cargas bajas. Su uso presenta grandes ventajas: Ahorro de espacio y equipamiento, no requiere tubería de succión, no requiere cuarto de bombas, son silenciosas (el motor y la bomba están bajo el agua). Su principal desventaja es su baja eficiencia y la necesidad de sacarla del cárcamo para su reparación.

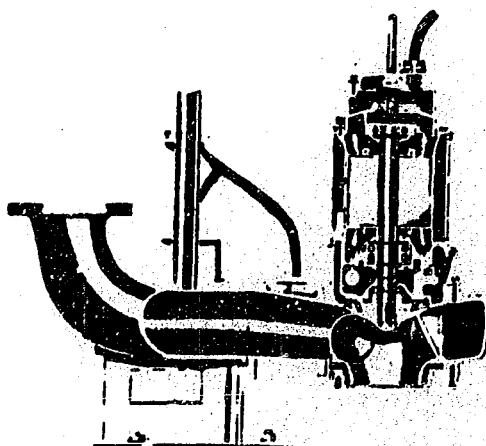


Figura IV.2 Bombas sumergibles.

Bombas de desplazamiento positivo.

Estas bombas son usadas en plantas de tratamiento de aguas residuales por su habilidad de manejar lodos concentrados y pesados, en ocasiones estos lodos contienen gases, aún así estas bombas no requieren de cebado. La eficiencia de estas bombas no es factor para su selección. La tabla IV.3 muestra las características de las bombas de desplazamiento positivo. La figura IV.3 es una de ellas.

TABLA IV.3 CARACTERISTICAS DE DIFERENTES BOMBAS DE DESPLAZAMIENTO POSITIVO

TIPO DE BOMBA	RANGO DE CAPACIDAD (lps)	RANGO DE CARGA (H)
Pistón	1 - 30	1 - 73
Diafragma	1 - 10	1 - 115
Cavidad progresiva	1 - 25	1 - 73
Rotatoria	1 - 106	1 - 73

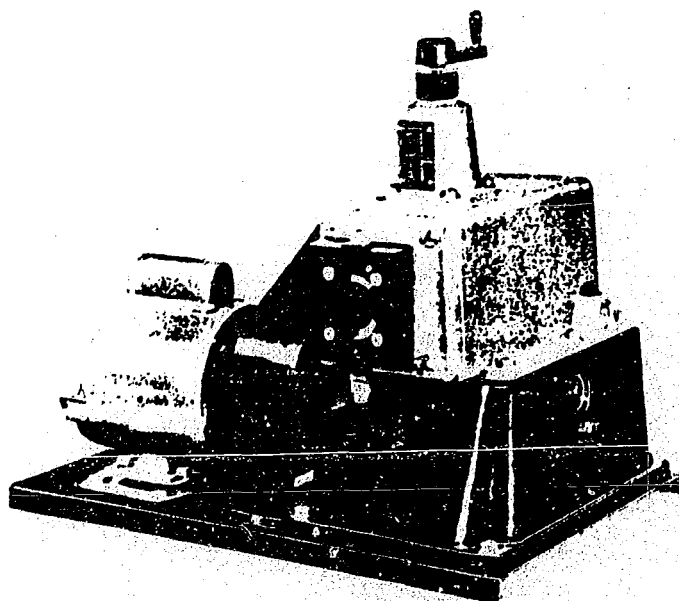


Figura IV.3 Bomba de desplazamiento positivo tipo diafragma.

Bombas de tornillo (Arquímedes).

Las bombas de tornillo (figura IV.4) son utilizados en plantas de tratamiento de aguas residuales generalmente para agua cruda y ocasionalmente para recirculación de lodos. Su aplicación es para alta capacidad y bajas cargas (capacidad de 6.3 a 4400 lps y cargas hasta de 7.5 m en bombas abiertas y 15 m. en bombas cerradas).

La capacidad y carga están en función del diámetro y ángulo de inclinación del tornillo. La eficiencia de estas bombas es baja, del 50 al 70%.

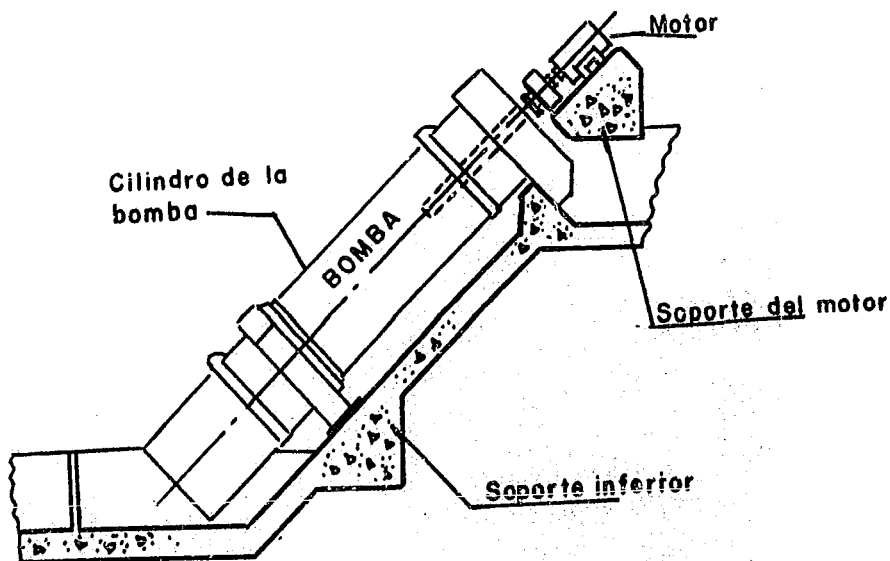


Figura IV.4 Bomba de tornillo cerrada.

Bombas con impulsión de aire (air lift).

Este tipo de bomba se utiliza generalmente en plantas de tratamiento de aguas residuales de lodos activados, de pequeñas o medianas dimensiones y para sacar la arena en algunos sistemas de desarenación (figura IV.5).

Esta bomba consiste en un tubo vertical sumergido, en la parte inferior de este tubo, se conecta una entrada de aire mediante otra tubería, al reducirse la densidad promedio de la mezcla agua-aire, este fluido mezclado se eleva por encima del agua.

Para su instalación, se requiere de una fuente de aire (soplador), disponible en plantas de lodos activados con aeración por difusión.

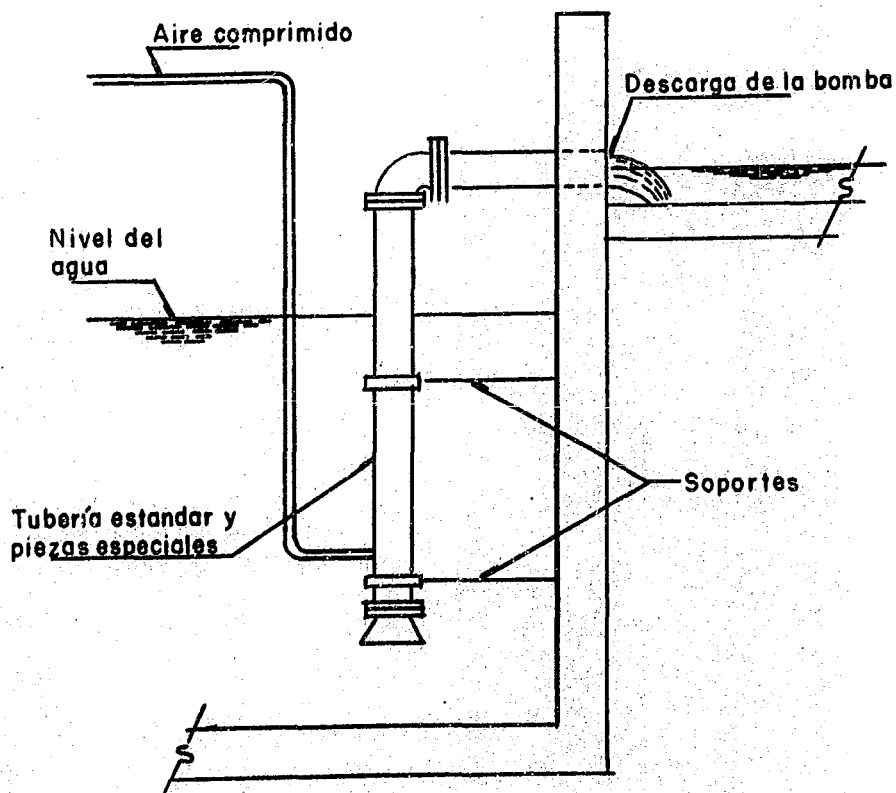


Figura IV.5 Bomba de impulsión de aire.

Bombas de acuerdo a su uso.

Las tablas IV.4, IV.5 y IV.6 son ejemplos del uso de bombas en diferentes procesos de las plantas de tratamiento de aguas residuales.

TABLA IV.4 BOMBAS UTILIZADAS EN EL TREN DE AGUA

TIPO DE BOMBAS	AGUA CRUDA	EFLUENTE DEL PRIMARIO	RECIRCULACION DE LODOS EN FILTROS ROCIADORES	EFLUENTE
Centrífuga horizontal	27	6	7	7
Centrífuga vertical	44	13	8	10
Tornillo abierta	5	5	2	1
Tornillo cerrada	1	-	-	1
Propela	1	2	1	2
Tubería vertical	-	1	4	12
Otras	-	3	-	1
Totales	78	30	22	34

TABLA IV.5 BOMBAS UTILIZADAS EN EL TREN DE LODOS

TIPO DE BOMBA	RECIRCULACION DE LODOS ACTIVADOS	EXCESO DE LODOS	PRIMARIOS	DIGERIDOS	RECIRCULACION DEL DIGESTOR
Centrífugas	67	62	28	29	42
Pistón	-	2	30	20	6
Tornillo	3	2	1	2	-
Aire	16	10	5	2	3
Cavidad progresiva	3	13	15	23	8
Diafragma	-	-	3	1	-
Totales	90	89	55	77	59

TABLA IV.6 BOMBAS USADAS PARA NATAS Y ARENA

TIPO DE BOMBA	NATAS	ARENAS
Centrífuga impulsor abierto	16	14
Centrífuga impulsor (restringido)	10	16
Pistón	23	-
Cavidad progresiva	17	-
Aire	10	8
Rotatoria	2	-
Otras	7	7
Totales	85	45

Características de las bombas centrífugas.

Ya que las bombas centrífugas son las de mayor uso en plantas de tratamiento de aguas residuales, se presentan las consideraciones hidráulicas para su selección.

El uso de las bombas se requiere cuando necesitamos transportar el líquido de una parte baja a una parte más alta. La bomba debe transferir la energía suficiente al líquido para conseguir elevar el fluido (como gasto); a una altura determinada (carga).

De acuerdo con la ecuación de Bernoulli aplicada a la figura IV.6, en los puntos 1 y 4:

$$\frac{V_1^2}{2g} + z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + h_p = \frac{V_4^2}{2g} + z_4 + \frac{P_4}{\gamma} + h_f \quad (\text{IV.1})$$

Los términos son ya conocidos excepto:

h_p = Carga neta proporcionada por la bomba al líquido o carga por bombeo, (m)

Suponiendo que las cargas de velocidad son despreciables ($\frac{V_n^2}{2g} = 0$), en los dos tanques y arreglando términos.

$$h_p = \left[\frac{P_4}{\gamma} - \frac{P_1}{\gamma} \right] + [z_4 - z_1] + h_f \quad (\text{IV.2})$$

$$h_p = [\text{Carga por presión}] + [\text{Carga por elevación}] + [\text{Pérdidas de carga}]$$

$$h_p = [\text{Carga estática}] + [\text{Pérdida de carga}] \quad (\text{IV.3})$$

La suma de la carga estática más las pérdidas de carga se conoce como carga del sistema.

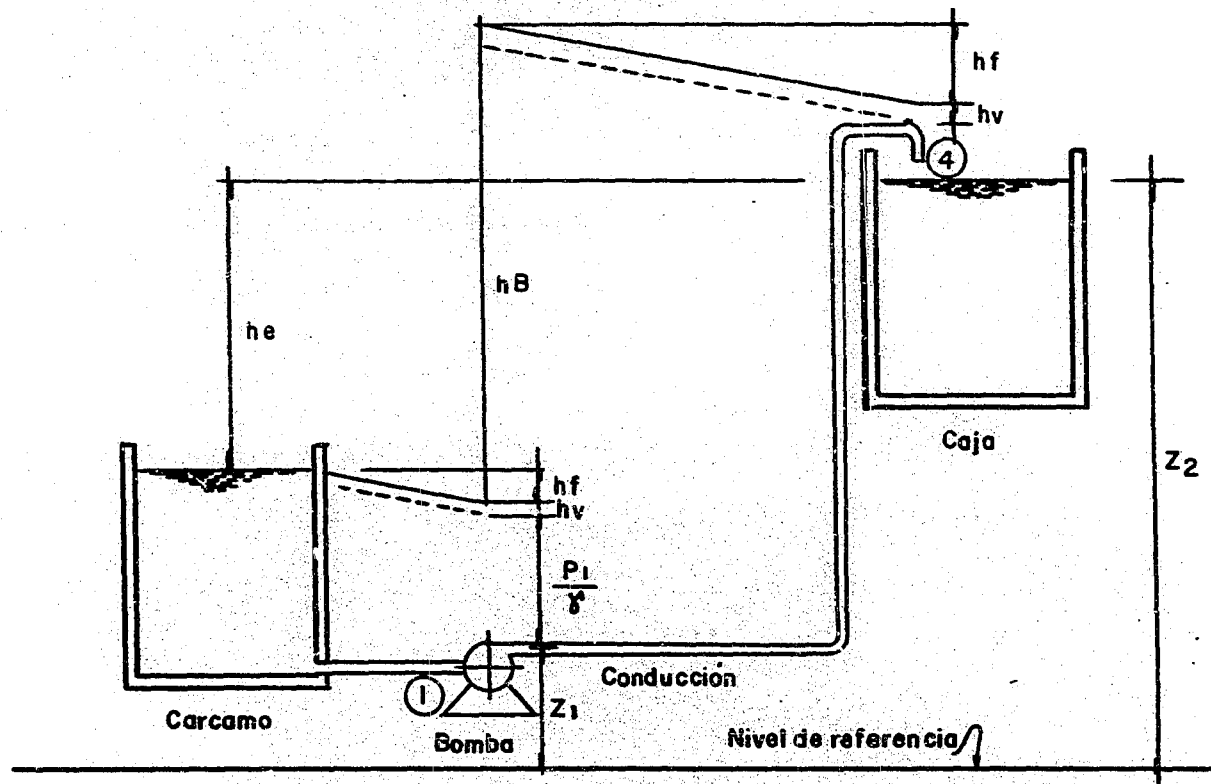
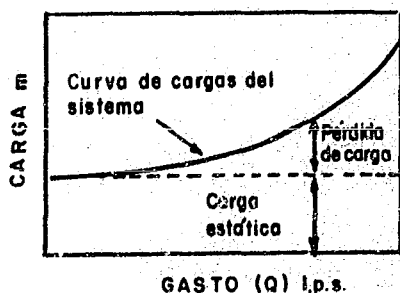


Figura IV.6 Pérdidas de carga en un sistema de bombeo.

Curva de cargas del sistema.

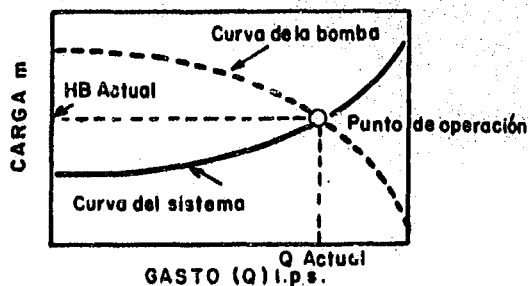
La relación entre los gastos y cargas del sistema es conocida como curva del sistema. Este tipo de curva puede construirse con los métodos de cálculo ya presentados, calculando las pérdidas de carga del sistema (pérdidas locales y pérdidas por fricción) para diferentes valores de gastos y graficándolos (gráfica IV.1).



Gráfica IV.1 Curva de cargas del sistema.

Curvas características de bombas.

Si una bomba centrífuga opera con una velocidad de rotación constante, existe una relación entre la carga vencida por la bomba y el gasto manejado. La gráfica IV.2 muestra la curva de la bomba y la curva de cargas del sistema. La intersección de las dos curvas representa las condiciones de operación reales del sistema.

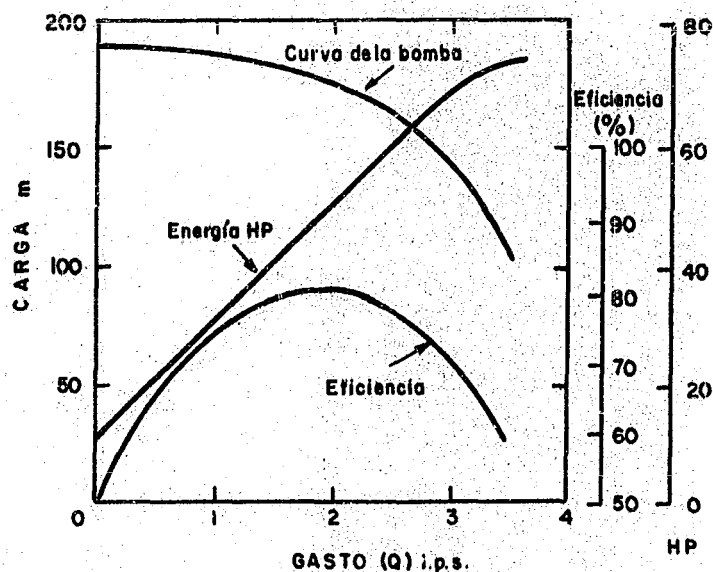


Gráfica IV.2 Curva de operación del sistema.

Las curvas características de las bombas son proporcionadas por los fabricantes, estas curvas nos dan la siguiente información:

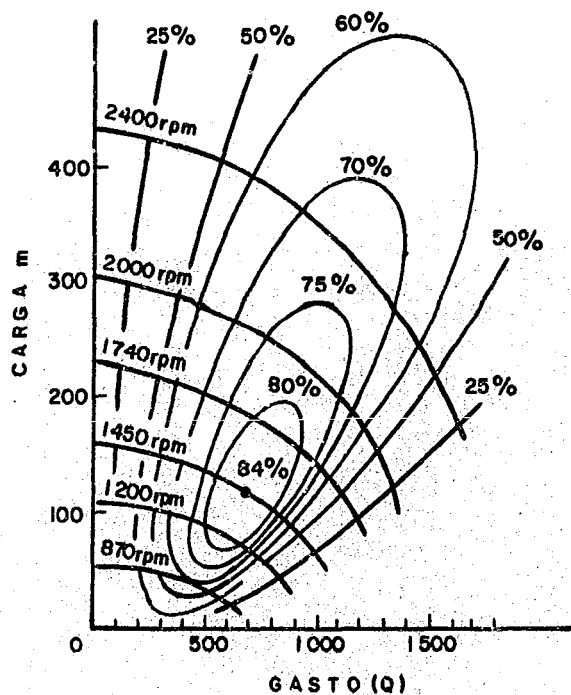
- Rango de carga de bombeo, (m)
- Rango de gastos, (lps, m^3/s)
- Eficiencia de la bomba, (%)
- Potencia requerida, (BHP)
- Velocidades de rotación, (rpm)

La gráfica IV.3 nos muestra las curvas características para una bomba en particular.



Gráfica IV.3 Curvas características para una bomba.

Otro tipo de gráfica que proporciona el fabricante, es la que relaciona una bomba centrífuga, con diferentes diámetros de impulsor o con diferentes velocidades de rotación, como la de la gráfica IV.4. Así tenemos curvas para la misma bomba, a diferentes velocidades de rotación, incluyendo la eficiencia de la bomba.



Gráfica IV.4 Bomba a diferentes velocidades de rotación.

El cálculo de la potencia al freno, requerida para elevar un gasto Q , a una altura H , se puede obtener con la expresión:

$$WHP = \frac{Q H_{DT}}{76} \quad (III.4)$$

Donde: WHP = Potencia requerida para elevar el agua una altura H_{DT} , sin considerar las eficiencias de la bomba y el motor.

$$BHP = \frac{Q H_{DT}}{76 \times \eta_1} \quad (III.5)$$

Donde:

- BHP = Potencia al freno requerida, en caballos de fuerza, (Hp)
- Q = Gasto, (lps)
- H_{DT} = Carga dinámica total, (m)
- η_1 = Eficiencia de la bomba

$$MHP = \frac{BHP}{\eta_2} = \frac{Q H_{DT}}{76 \times \eta_1 \eta_2} \quad (III.6)$$

Donde: MHP = Potencia aplicada al motor en caballos de fuerza
 BHP = Potencia al freno
 η_2 = Eficiencia del motor

Ejemplo IV.1

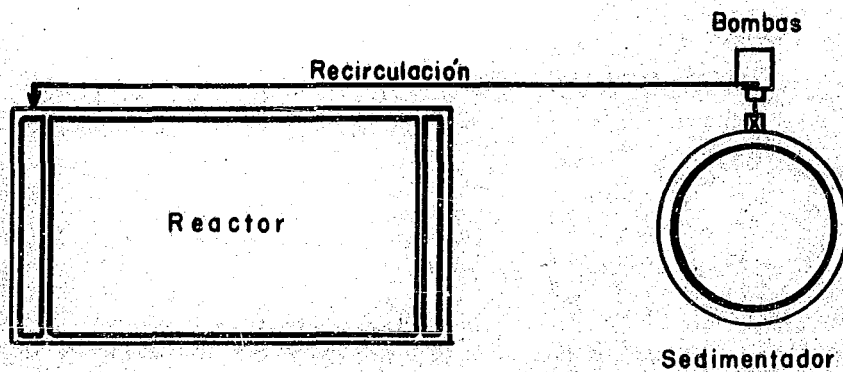
Un cárcamo de recirculación en una planta de lodos activados, tiene dos bombas centrífugas horizontales que trabajan alternamente. El gasto medio de la planta es de 40 lps. La recirculación en la planta varía del 50% hasta al 150% del gasto medio. La cota del nivel del agua en el aerador es la 50.00 y la cota del sedimentador secundario la 49.20. La conducción es mediante tubería de acero de 200 mm (8") ϕ , de 50 m de largo, con 6 codos de 90°, una válvula check y una válvula de compuerta (figura IV.7).

Dibujar la curva de cargas del sistema para Q_R de 50, 80, 120 y 150% de Q_{medio} y calcular la carga dinámica total que se requiere para que el punto de operación trabaje con la misma bomba con $Q_R = 100\%$. ¿Que se requiere hacer para lograr controlar este gasto?. Se proporciona la curva de la bomba. Calcular también la potencia al freno y la potencia requerida por el motor, para las condiciones extremas de operación, si la eficiencia de la bomba es del 75% y del motor del 90%. El contenido de sólidos en la recirculación es menor del 1%.

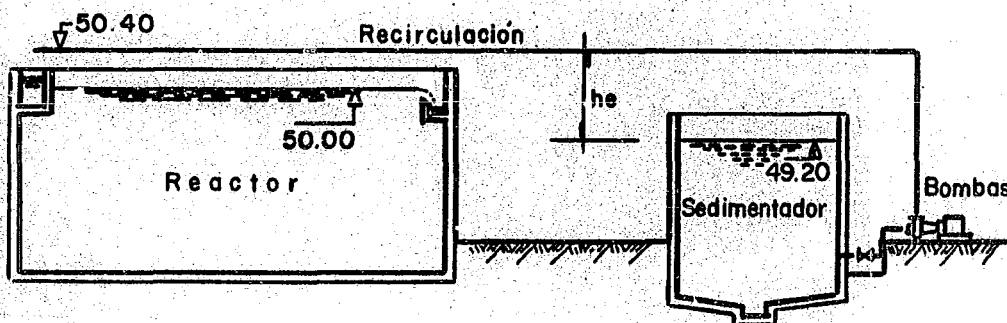
$$\begin{aligned} h_e &= \text{Carga estática} = (50.40 + \text{diámetro}/2 - 49.20) \\ &= (50.40 + 0.20/2 - 49.20) = 1.3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= Q \text{ 50\%} = 40(0.5) = 20 \text{ lps} \\ Q_2 &= Q \text{ 90\%} = 40(0.9) = 36 \text{ lps} \\ Q_3 &= Q \text{ 125\%} = 40(1.25) = 50 \text{ lps} \\ Q_4 &= Q \text{ 150\%} = 40(1.5) = 60 \text{ lps} \end{aligned}$$

Aplicando Hazen-Williams, se calcula las diferentes pérdidas de carga. Para $C = 110$.



PLANTA



ELEVACION

Figura IV.7 Datos del ejemplo IV.1

De la figura IV.7.

Para la descarga:

$$L = 60 \text{ m}$$

L equivalente:

$$\text{Válvula compuerta (abierta) 8" = 1.5 m}$$

$$\text{Válvula Check (8") = 14 m}$$

$$\text{Codo } 90^\circ (8")(6 \text{ piezas}) = 5.5 \times 6 = 33.0 \text{ m}$$

$$\text{Salida = 7.4 m}$$

Para la succión:

$$\text{Codo } 90^\circ (2 \text{ piezas}) = 5.5 \times 2 = 11 \text{ m}$$

$$\text{Te de (8") = 14 m}$$

$$\text{Entrada = } \underline{3.7 \text{ m}}$$

$$\text{Total = 84.6 m}$$

$$L_T = 60 + 84.6 = 144.6 \text{ m}$$

Con la tabla II.5.A para tuberías de 200 mm (8" de diámetro), $C = 110$ y gastos solicitados; se obtienen las pérdidas de carga correspondientes.

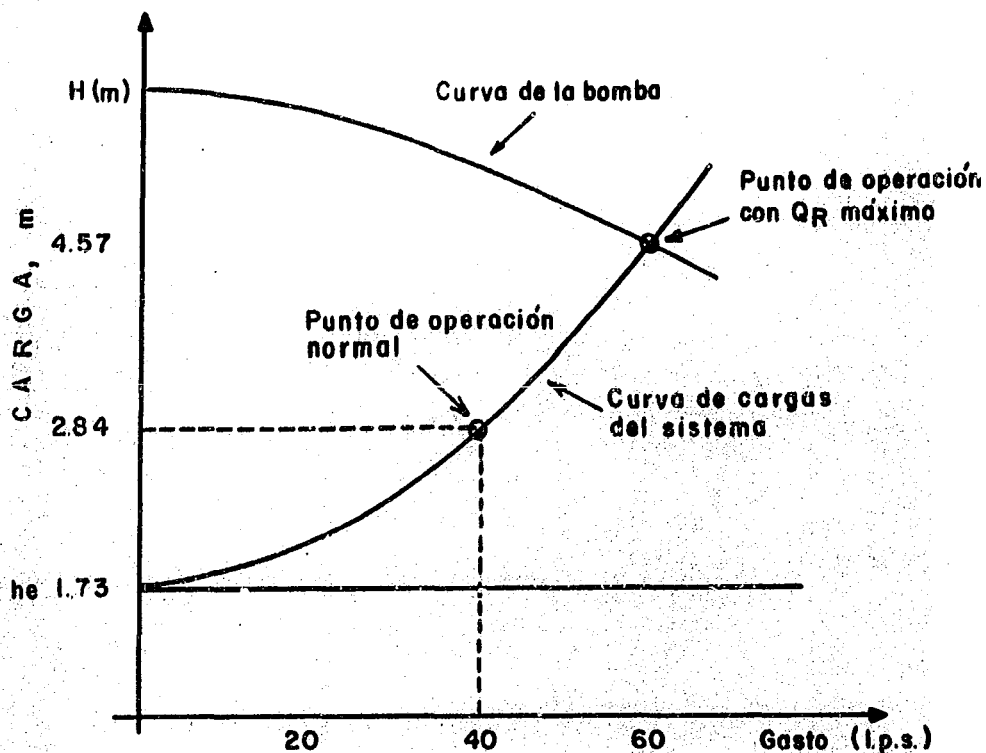
$$\text{Para 20 lps } hf_1 = \frac{2.96}{1000} \times 144.6 = 0.43 \text{ m.}$$

$$\text{Para 36 lps } hf_2 = \frac{8.792}{1000} \times 144.6 = 1.27 \text{ m.}$$

$$\text{Para 50 lps } hf_3 = \frac{16.156}{1000} \times 144.6 = 2.34 \text{ m.}$$

$$\text{Para 60 lps } hf_4 = \frac{22.645}{1000} \times 144.6 = 3.27 \text{ m.}$$

La gráfica IV.6 muestra la curva de cargas del sistema.



Gráfica IV.6 Curva de cargas del sistema del ejemplo IV.1.

Existen diversas maneras de controlar el gasto de recirculación para que sea el que se requiere en la operación.

- Cierre de la válvula de compuerta, al cerrar la válvula de compuerta, aumentamos la pérdida de carga en el sistema y se tendrá menor gasto de descarga.
- Con motor de velocidad variable, al disminuir la velocidad de rotación se disminuye el gasto de descarga.
- Se puede hacer una conexión que regrese parte del gasto a la salida del aerador (esta opción es más difícil de controlar).

Potencia requerida:

$$BHP = \frac{Q H}{76 \times \eta_1}$$

$$BHP = \frac{60 (4.57)}{76 \times 0.75} = 4.81 \text{ BHP} \quad \text{Potencia al freno}$$

$$MHP = \frac{4.81}{0.80} = 6.01 \text{ MHP}$$

El motor comercial requerido será de 7.5 Hp.

Ejemplo IV.2

En el ejemplo II.10, se calculó la carga dinámica total del cárcamo de bombeo de agua cruda a la caja distribuidora, su valor fue de CDT = 7.3 m. El gasto de cada bomba es de 150 lps. Calcular la potencia requerida. Si la eficiencia del motor es de 85% y de la bomba de 70%.

$$MHP = \frac{Q \text{ CDT}}{76 \times \eta_1 \eta_2} = \frac{150 (7.3)}{76 (0.70) (0.85)} = 24.2 \approx 25.$$

Se selecciona una bomba centrífuga vertical con un motor de 25 Hp.

V. EJEMPLO DE APLICACION.

Integración del perfil hidráulico de una planta de tratamiento de aguas residuales.

Introducción.

Una vez seleccionada la alternativa de tratamiento de las aguas residuales de una localidad o industria, es necesario considerar como pasará el líquido a través de las unidades de proceso, se tomará en cuenta el costo de bombeo y la profundidad requerida en el desplante de las unidades de proceso, así como la pérdida de carga disponible a través de la planta.

El tipo de suelo, así como su pendiente, son importantes en la toma de decisiones. La profundidad de llegada del alcantarillado con el agua cruda es un dato vital para el diseño de la unidad de pretratamiento y de bombeo de agua cruda, así como para su localización en planta.

Cuando se tiene una pendiente suave y uniforme del terreno, de acuerdo al proceso seleccionado, es posible tener solamente el bombeo inicial y el bombeo de lodos (o sólo el bombeo de lodos, en el mejor de los casos). Si el terreno es plano, tal vez se requiera bombeo de transferencia y se buscará tener pérdidas de carga reducidas.

El perfil hidráulico de la planta de tratamiento de aguas residuales es un resumen gráfico de los cálculos hidráulicos. Se dibuja un perfil hidráulico para el tren de agua y otro para el tren de lodos.

El perfil hidráulico es necesario para establecer las elevaciones de la superficie del agua y su relación con las elevaciones de las estructuras del proceso, mostrándose los valores de las cotas de terreno, del fondo y corona de las estructuras y del nivel del agua (o lodos).

La escala importante al dibujar el perfil hidráulico es la escala vertical. Normalmente se hace un rayado a cada metro de elevación. La escala horizontal por lo general no se utiliza (el dibujo queda fuera de escala horizontal).

Diagramas de flujo y perfiles diversos.

Para conocer la secuencia del paso del agua a través de las unidades de proceso tanto en el tren de agua como en el de lodos, se requiere hacer un diagrama de flujo que nos facilite el conocimiento de las unidades y el orden en que deben ir colocadas. Es práctica común hacer un plano que incluya el diagrama de flujo y el perfil hidráulico. Las figuras V.1 y V.2, presentan ejemplos de diagramas de flujo y perfiles hidráulicos para diferentes tipos de proceso de tratamiento de aguas residuales.

Control hidráulico.

Los cálculos hidráulicos de las plantas de tratamiento, por lo general inician en el punto de descarga del agua tratada. Normalmente la elevación o cota de este punto y la elevación o cota de la plantilla del tubo del alcantarillado que alimenta la planta, determinan la necesidad y localización de la estación de bombeo de agua cruda.

Cuando estas cotas no son relevantes, por la localización del terreno y la topografía del lugar, el punto de control hidráulico es seleccionado por el diseñador de la planta, pudiendo empezar los cálculos hidráulicos en la estructura que considere de mayor importancia, para definir profundidades de desplante de todas las unidades. La definición de las cotas mencionadas, se hace con los valores obtenidos de las pérdidas de carga, entre las unidades de proceso y en cada unidad. Estos cálculos pueden realizarse con los métodos presentados en este trabajo.

Gastos de diseño.

El perfil hidráulico de las plantas de tratamiento de aguas residuales se realiza con el gasto máximo o gasto pico. El problema es definir el valor de este gasto. Algunas plantas experimentan una amplia variación de gastos ya sea diaria o estacional, en este caso el gasto pico se convierte en gasto máximo horario. En cualquier caso la unidad de proceso y las interconexiones deben conducir el gasto máximo, a menos que el problema no sea hidráulico sino de proceso y exista un "lavado" sobre todo de los procesos biológicos, en este caso se debe pensar en un tanque de igualación que permita la entrada de gastos casi constantes a la planta.

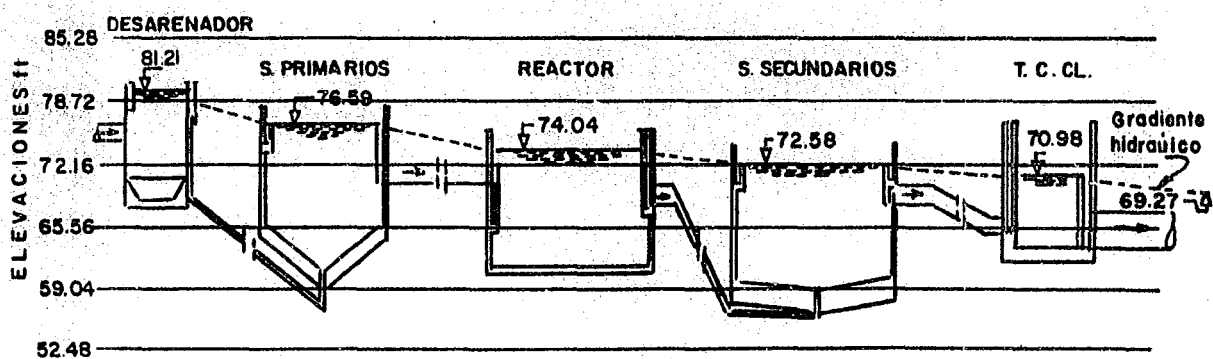
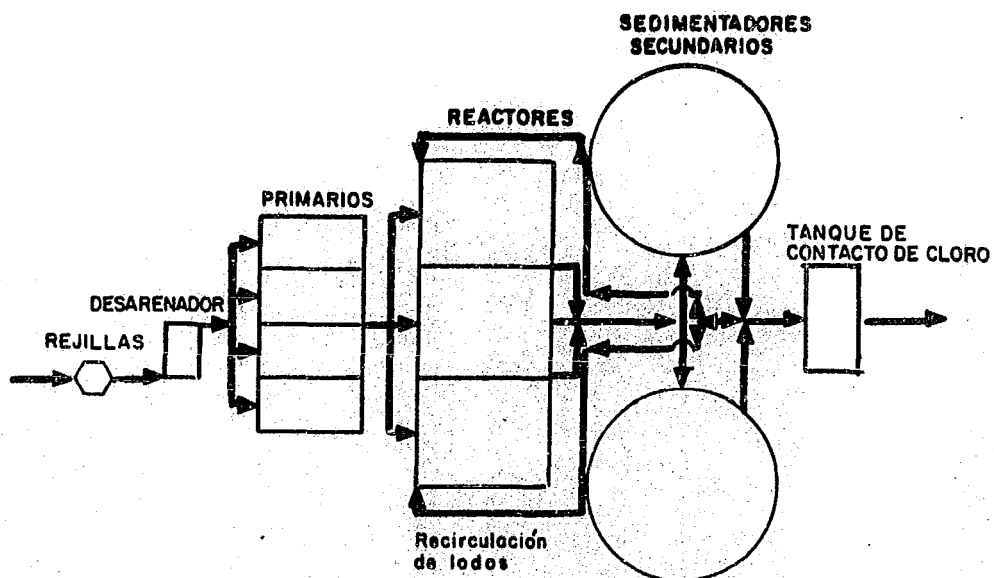
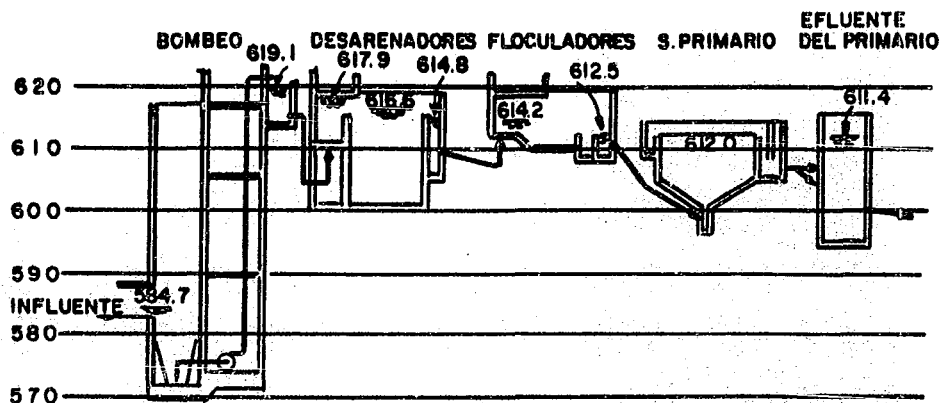
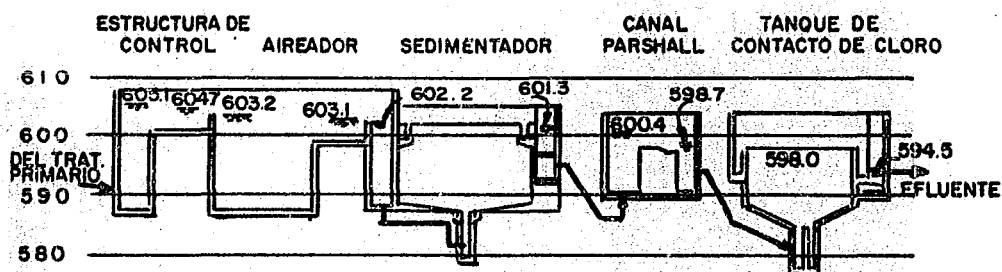


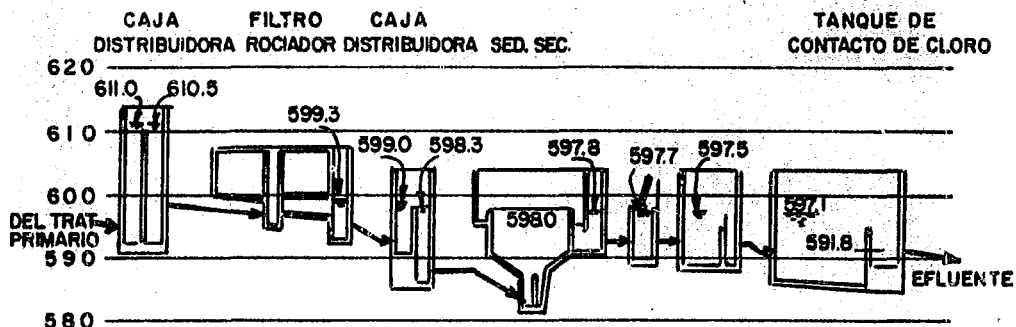
Figura V.1 Diagrama de flujo y perfil hidráulico.



TRATAMIENTO PRIMARIO



LODOS ACTIVADOS



FILTROS ROCIADORES

Figura V.2 Perfiles hidráulicos para diferentes procesos.

El dimensionamiento de tuberías y canales deben tomar en cuenta las ampliaciones futuras de la planta. Por otro lado se requerirá hacer revisiones a gasto mínimo de unidades de proceso para evitar bajas velocidades y depósitos potenciales de lodos.

En plantas medianas y grandes, es práctica común dejar una unidad de proceso fuera de servicio por mantenimiento, y repartir el gasto de esta unidad entre las unidades similares de proceso. Cuando esto sucede, el gasto máximo de diseño por unidades de proceso, se excede y se tiene una sobrecarga hidráulica. El diseñador debe evaluar estas condiciones de funcionamiento. Se puede aceptar una sobrecarga hidráulica temporal durante emergencias o reparaciones menores, pero en ningún caso se acepta que las estructuras sobrecargadas presenten niveles de derrame.

Criterios de diseño.

Aparte de los métodos de cálculo hidráulico existen diversos criterios al hacer el diseño hidráulico. Por ejemplo un criterio conservador es el establecer un perfil hidráulico para gasto máximo en un vertedor, con 10 a 15 cm de caída libre entre la elevación del vertedor y la superficie del agua en la canaleta recolectora, como en la figura V.3.

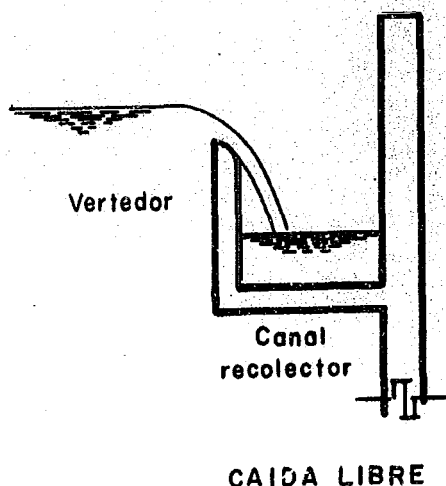


Figura V.3 Criterio conservador de diseño.

El criterio no conservador para el mismo caso, es el permitir que el vertedor trabaje ahogado en condiciones de gasto máximo (figura V.3.A), otro ejemplo es el establecimiento de bordos libres pequeños o grandes (20 a 60 cm). Estos criterios se basan en la pérdida de carga disponible en la planta y en los costos de bombeo. Si la pérdida de carga disponible es alta, se podrá tener un criterio conservador donde podemos perder mucha carga, sin necesidad de un bombeo posterior. Además, estas recomendaciones deben considerar el costo por excavaciones y rellenos adicionales de las estructuras de proceso.

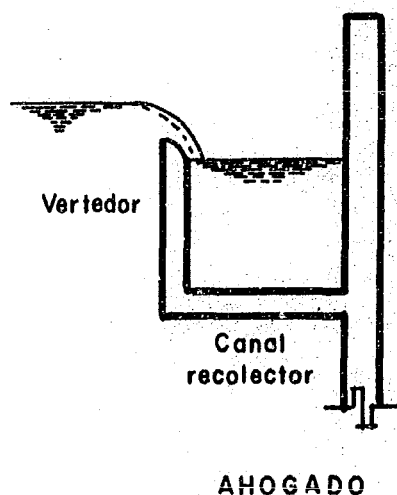


Figura V.3.A Criterio no conservador de diseño.

Dada la diversidad de casos, siempre se deben evaluar cuidadosamente las condiciones topográficas, el sitio de llegada y descarga, la configuración de la planta y todos los factores, para obtener el diseño hidráulico adecuado, evitando en lo posible las suposiciones de "pérdidas de carga típicas" para unidades de proceso conocidas.

Ejemplo de aplicación.

A continuación se desarrolla un ejemplo donde se aplica la mayoría de los métodos presentados en este trabajo, el ejemplo consiste en establecer el perfil hidráulico de una planta de tratamiento de aguas residuales municipales, para una población media.

Con los datos proporcionados para el proyecto hidráulico dibuje el diagrama de flujo para el tren de agua y de lodos de una planta de tratamiento de aguas residuales domésticas. Calcule el perfil hidráulico para el tren de agua y para cada unidad de proceso.

Datos de proyecto (hidráulico).

La planta de tratamiento de aguas residuales se construirá en dos módulos. El tratamiento consiste en una planta de lodos activados convencional, con pretratamiento previo y desinfección terminal por cloración. El tratamiento de lodos es por digestión aerobia y secado en filtros prensa para su disposición final. La figura V.4 es el diagrama de flujo de la planta.

El tren de agua consta de las siguientes unidades de proceso y control.

- Rejillas y desarenador horizontal (RD)
- Cárcamo de bombeo de agua cruda (BAC)
- Caja partidora 1 (CP1)
- Sedimentadores primarios circulares (SP)
- Caja partidora 2 (CP2)
- Tanques de aeración (TA)
- Sedimentadores secundarios rectangulares (SS)
- Bombeo de recirculación (BR)
- Tanque de contacto de cloro (TCC)
- Tubería de alejamiento y descarga (TAD)

El tren de lodos es el siguiente:

- Bombeo de lodos primarios (BLP)
- Bombeo de natas (BN)
- Exceso de lodos secundarios (EL)
- Digestor aerobio (DA)
- Secado en filtros banda (SFB)

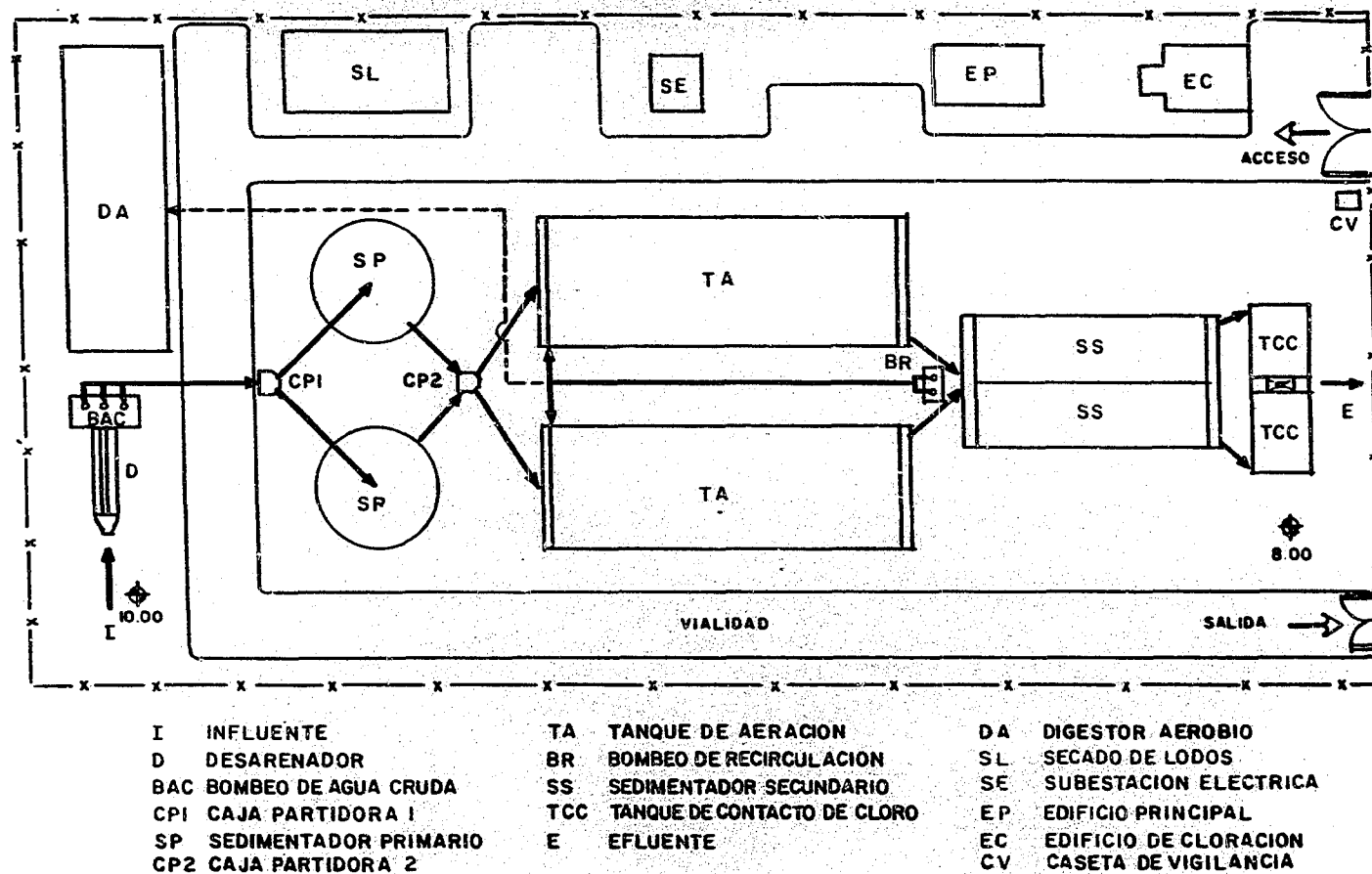


Figura V.4 Diagrama de flujo del ejemplo de aplicación.

Información general:

- Los gastos de diseño para la planta son:
 $Q_{\text{máx}} = 450 \text{ lps}$
 $Q_{\text{med}} = 240 \text{ lps}$
 $Q_{\text{mín}} = 130 \text{ lps}$
 $Q_R = 50\% Q_{\text{med}} = 120 \text{ lps}$
- Dos módulos de 120 lps c/u.
- Cota de plantilla del alcantarillado de llegada 7.30 m
- Cota de elevación máxima del cuerpo receptor 3.00 m
- Distancia del T.C.C. al sitio de descarga = 500 m
- Pendiente del terreno = 1%
- Las dimensiones y longitudes de tuberías así como detalles, se dan unidad por unidad.

Cálculos hidráulicos de la planta.

A). Desarenador y cárcamo de bombeo (figura V.5).

Se tienen 3 canales desarenadores:

$$\begin{aligned} Q_{\text{máx}} &= 450 \text{ lps.} \\ Q_{\text{diseño}} &= 450/n-1 = 450/2 = 225 \text{ lps} = 0.225 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{\text{mín}} &= 130/2 = 0.065 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Para profundizar menos en el cárcamo de bombeo, se seleccionan canales Parshall como controladores de velocidad y medidores de gasto.

Siguiendo la metodología del ejemplo II.19, se seleccionan canales Parshall de 0.152 m (6") de ancho de garganta.

- Cálculo del escalón z, con la ecuación II.49.

$$\frac{0.065}{0.225} = \frac{1.1 \left(\frac{0.065}{2.26 (0.152)} \right)^{0.667} - z}{1.1 \left(\frac{0.225}{2.26 (0.152)} \right)^{0.667} - z}$$

despejando:

$$z = 0.173 \text{ m}$$

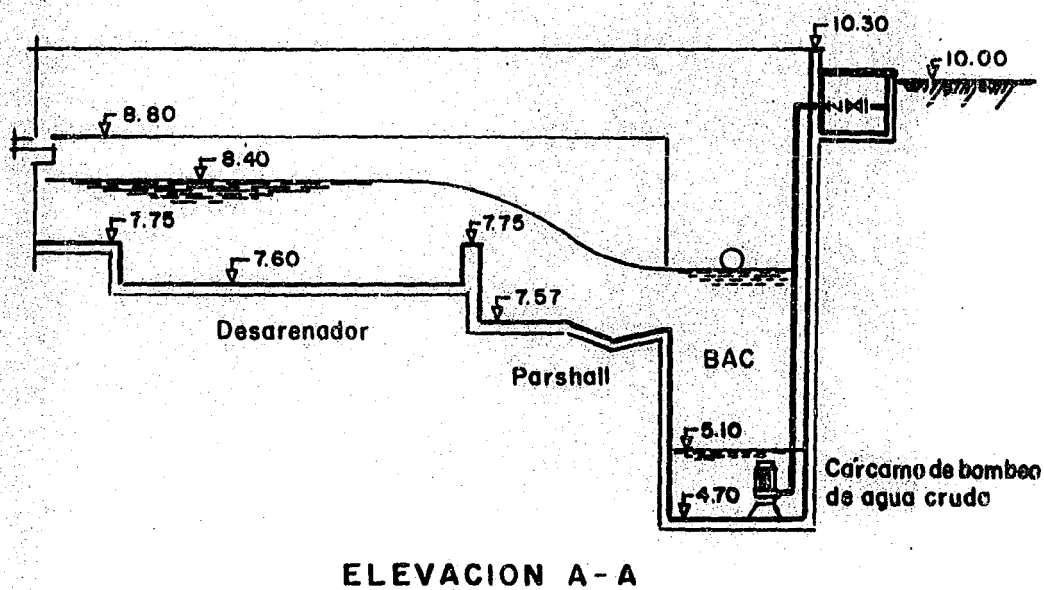
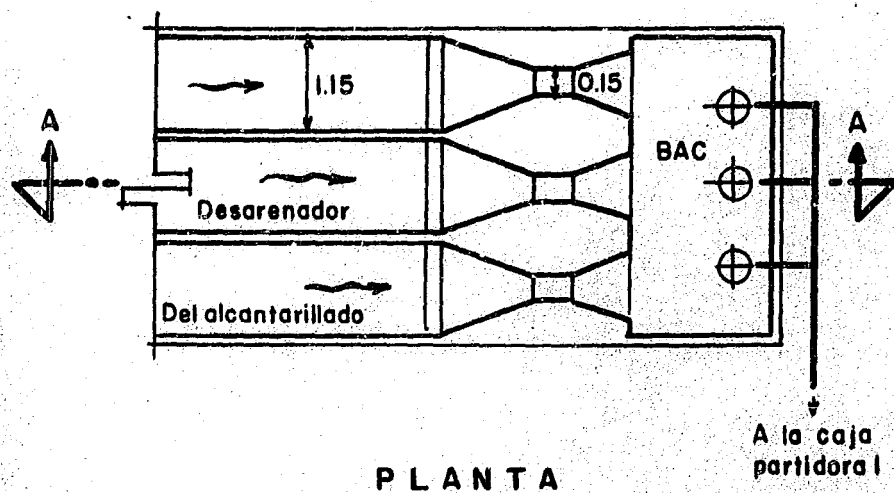


Figura V.5 Desarenador y cárcamo de bombeo.

- Cálculo de tirantes (máximo y mínimo)

$$d_{\text{máx}} = 1.1 \left(\frac{0.225}{2.26 (0.152)} \right)^{0.667} - 0.173 = 0.655$$

$$d_{\text{mín}} = 1.1 \left(\frac{0.065}{2.26 (0.152)} \right)^{0.667} - 0.173 = 0.19$$

- Cálculo del ancho del canal con $V = 0.30$ m/s

$$b = \frac{Q}{d V} = \frac{0.225}{0.655 (0.3)} = 1.15 \text{ m.}$$

TABLA V.1 REVISIÓN DE VELOCIDADES

GASTO Q (m³/s)	TIRANTE d (m)	AREA A (m²)	VELOCIDADES VEL. m/s
0.225	0.655	0.753	0.299
0.200	0.59	0.678	0.295
0.175	0.53	0.609	0.287
0.150	0.46	0.529	0.284
0.100	0.31	0.356	0.281
0.065	0.19	0.218	0.298

Lo que significa que a cualquier gasto, se tiene la misma velocidad (aproximadamente).

B). Caja partidora 1 y sedimentador primario (figura V.6).

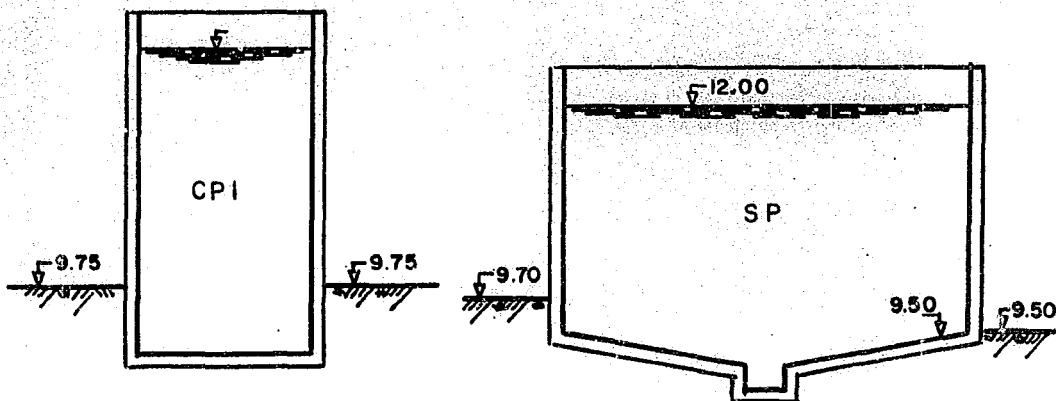


Figura V.6 Caja partidora 1 y sedimentador primario.

Se tiene la cota mínima en el cárcamo de bombeo. Para el cálculo de las bombas se requiere la cota de descarga en la caja partidora 1 (CP1).

Para saber los niveles de operación de la bomba, se requiere conocer la cota del agua en el sedimentador primario (SP) y las pérdidas de carga en la conducción de la CP1 al SP.

Nuestro punto de partida será el SP, por lo que se recomienda que su desplante sea lo más cercano a la cota de terreno, pues las unidades posteriores se irán enterrando, así la cota requerida en el nivel del agua es la 12.00, (figura V.7).

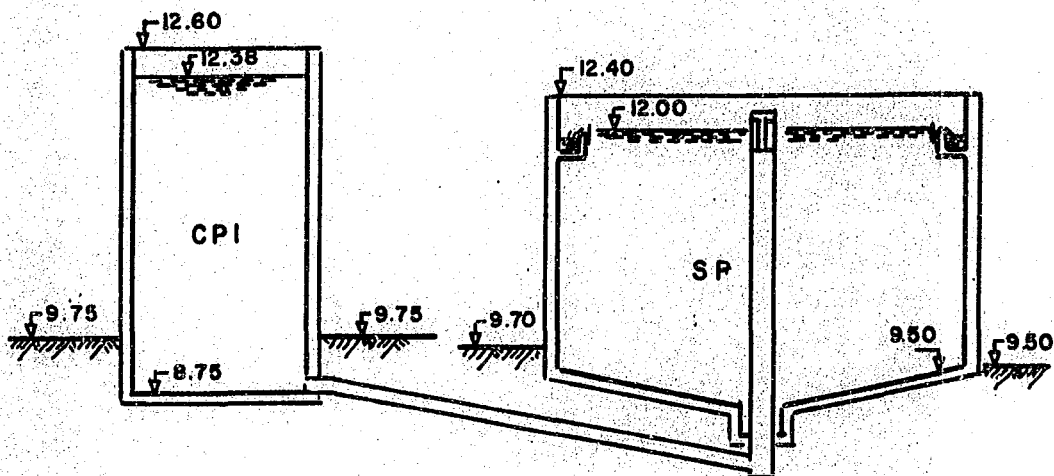


Figura V.7 Cota de arranque de cálculos hidráulicos.

Diámetro de las tuberías.

Q_{med}	= 240 lps	Vel. recomendada (de 0.8 a 1.2 m/s)
$Q_{máx}$	= 450 lps	Vel. recomendada (1.5 a 2.5 m/s)
Q_{med}	= 120 lps por módulo	
$Q_{máx}$	= $450/2 = 225$ lps, por módulo	

De la tabla I.3, se selecciona el diámetro correspondiente a estos gastos, en este caso, $\phi = 400$ mm (16").

- Cálculo de vertedores triangulares perimetrales. Se proponen los vertedores de la figura V.8. Siguiendo el ejemplo II.23.

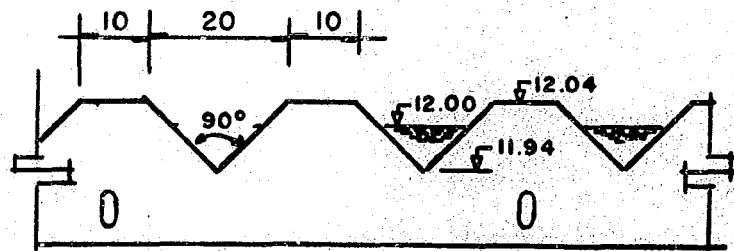


Figura V.8 Vertedor triangular para el Sedimentador Primario con resultados.

Diámetro del sedimentador = 20 m
 $P = \pi D = 3.14(20) = 62.80 \text{ m}$
 No. de vertedores = $62.80/0.30 = 209 \text{ vertedores}$

Para $Q_{\text{máx}} = 450/2 = 225 \text{ lps}$
 $Q_{\text{máx}} = 225/209 = 1.076 \text{ lps/vertedor}$

$$H_{\text{máx}} = \left(\frac{Q}{1380} \right)^{0.4} = \left(\frac{1.076}{1380} \right)^{0.4} = 0.057 \text{ m.} \approx 0.06 \text{ m.}$$

- Cálculo de portales de salida, figura V.8.A.

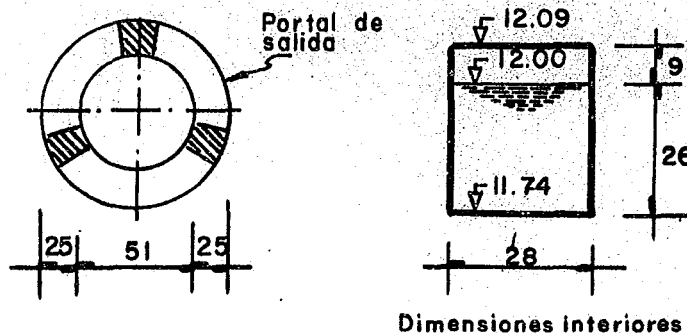


Figura V.8.A Cálculo de portales de salida del Sedimentador Primario.

Siguiendo el ejemplo II.27 para $Q_{\min}$ de $0.065 \text{ m}^3/\text{s}$ y $V = 0.3 \text{ m/s}$.

- Columna central:

$$A = 0.065/0.3 = 0.2166 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{0.2166}{0.785}} = 0.53 \text{ m} \approx 20'' = 0.51 \text{ m}.$$

$$P = 3.14(0.51) = 1.60 \text{ m}$$

Con 3 portales y muro entre portales de 25 cm

$$b = \frac{P - 3d}{N} = \frac{1.60 - 3(0.25)}{3} = 0.28 \text{ m}.$$

- Largo de los portales:

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

$$A = \frac{\left(\frac{Q}{N}\right)}{V} = \frac{\frac{(0.065)}{3}}{0.3} = 0.0722$$

$$\text{Si } b = 0.28 \text{ m}$$

$$l = A/b = 0.0722/0.28 = 0.26 \text{ m}$$

- Cálculo de la pérdida de carga CP1-SP.

Aplicando Hazen-Williams y el método de coeficiente K, y con los datos del proyecto funcional, se calcula la pérdida de carga a gasto máximo, $Q_{\max} = 225 \text{ lps}$.

- 1). Tubería de acero de 400 mm (16"), (24 m) $C = 140$
- 2). Codo de 90° x 400 mm (16"), (1 pieza) $K = 0.6$
- 3). Ampliación de 400 mm a 550 mm (1 pieza) $K = 0.19$
- 4). Tubería de acero de 508 mm (20"), (2.5 m) $C = 140$
- 5). Entrada de 400 mm (16") $K = 0.5$
- 6). Salida por portales $K = 1.0$

$$1). S_1 = \left(\frac{Q}{0.278 C D^{2.63}} \right)^{1.85} = \left(\frac{0.225}{0.278 (140) (0.4)^{2.63}} \right)^{1.85} = 0.0063$$

$$h_{f1} = 24(0.0063) = 0.150 \text{ m}$$

$$2). h_{f2} = K \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad K = 0.60 \quad \phi = 400 \text{ mm (16")} \quad A = 0.1297 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.225}{0.1297} = 1.73 \text{ m/s}$$

$$h_{f3} = 0.6 \left(\frac{(1.73)^2}{2(9.81)} \right) = 0.091 \text{ m}$$

$$3). h_{f3} = 0.19 \left(\frac{(1.73)^2}{2(9.81)} \right) = 0.029 \text{ m}$$

$$4). S_4 = \left(\frac{0.225}{0.278(140)(0.508)^{2.63}} \right)^{1.85} = 0.00195$$

$$h_{f4} = 2.5(0.00195) = 0.005 \text{ m}$$

$$5). h_{f5} = 0.5 \left(\frac{(1.73)^2}{2(9.81)} \right) = 0.076 \text{ m}$$

6). En este caso la velocidad de salida por los portales es:

$$A = (0.28)(0.26) = 0.0722$$

$$V = (0.225/4)/0.072 = 0.78 \text{ m/s}$$

$$K = 1.0$$

$$h_{f6} = 1.0 \left(\frac{(0.78)^2}{2(9.81)} \right) = 0.031 \text{ m}$$

$$h_{f7} = \sum_{i=1}^6 = 0.150 + 0.005 + 0.091 + 0.029 + 0.076 + 0.031$$

$$h_{f7} = 0.382 \text{ m}$$

C). Sedimentador primario-caja partidora 2 (figura V.9).

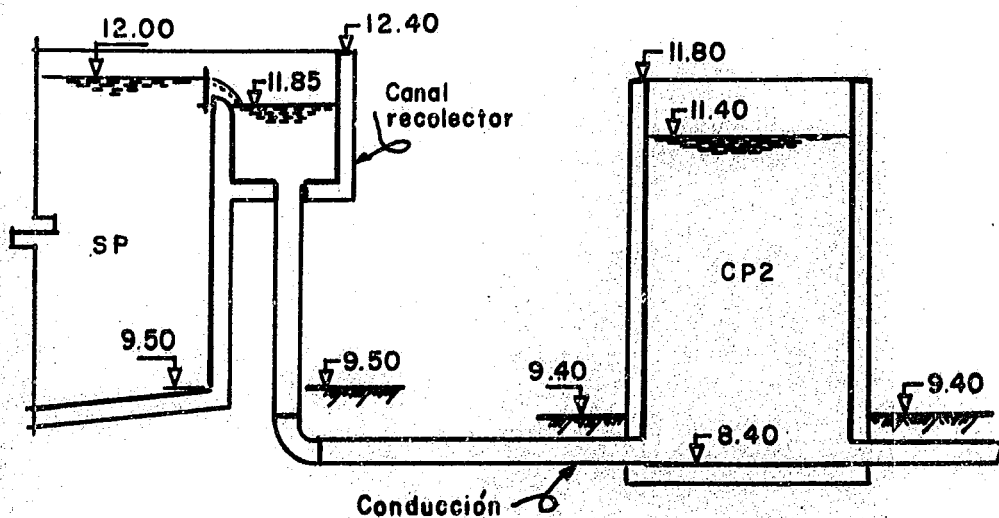


Figura V.9 Datos y resultados del Sedimentador Primario a la Caja Partidora 2.

Cálculo de pérdida de carga

- 1). Tubería de acero 400 mm (16"), (20 m)
- 2). Codo 90° x 400 mm (16"), (1 pieza) $K = 0.6$
- 3). Entrada $K = 0.5$
- 4). Salida $K = 1.0$

$$1). \quad S_1 = 0.0063 \quad h_{f1} = 20(0.0063) = 0.126 \text{ m}$$

$$\Sigma K = 0.6 + 0.5 + 1.0 = 2.1$$

$$h_{fK} = 2.1 \left(\frac{(1.73)^2}{2(9.81)} \right) = 0.320$$

$$h_{fT} = 0.126 + 0.320 = 0.446 \text{ m.} \approx 0.45 \text{ m}$$

D). Caja partidora 2-tanque de aeración (figura V.10).

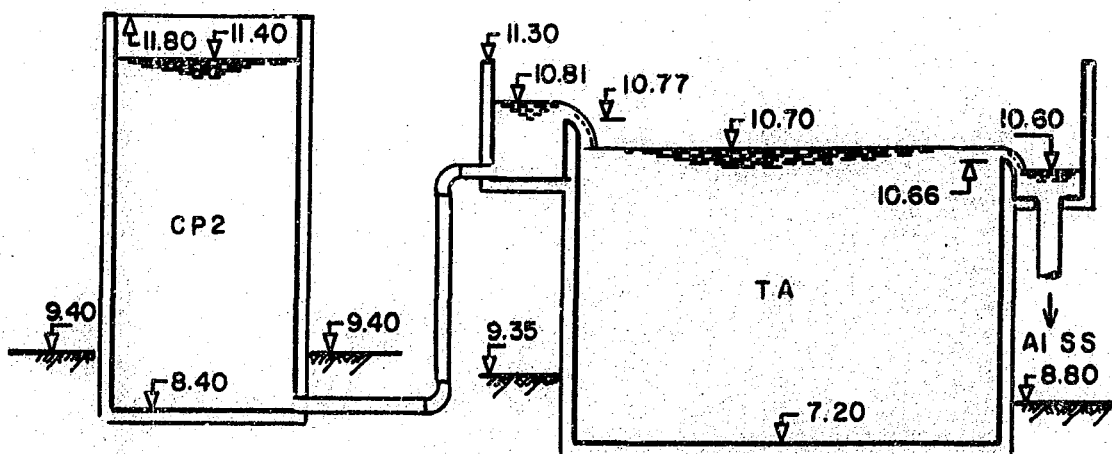


Figura V.10 Datos y resultados de Caja Partidora 2 al Tanque de Aeración.

Cálculo de pérdida de carga.

- 1). Tubería de acero de 400 mm (16"), (22 m)
- 2). Codo 90° x 400 mm (16")φ (2 piezas) $K = 0.6$
- 3). Entrada $K = 0.5$
- 4). Salida $K = 1.0$

$$h_{f1} = 22(0.0063) = 0.139 \text{ m}$$

$$\Sigma K = 0.6 + 0.6 + 0.5 + 1 = 2.7$$

$$h_{fK} = 2.7 \left(\frac{(1.73)^2}{2(9.81)} \right) = 0.412$$

$$h_{fT} = 0.139 + 0.412 = 0.551$$

Carga sobre el vertedor.

$$H = \left(\frac{Q}{1838 L} \right)^{0.667} = \left(\frac{225}{1838(18)} \right)^{0.667} = 0.036 \text{ m.}$$

$$h_f = 0.551 + 0.036 = 0.587 \approx 0.59 \text{ m}$$

E). Tanque de aeración-sedimentador secundario (figura V.11).

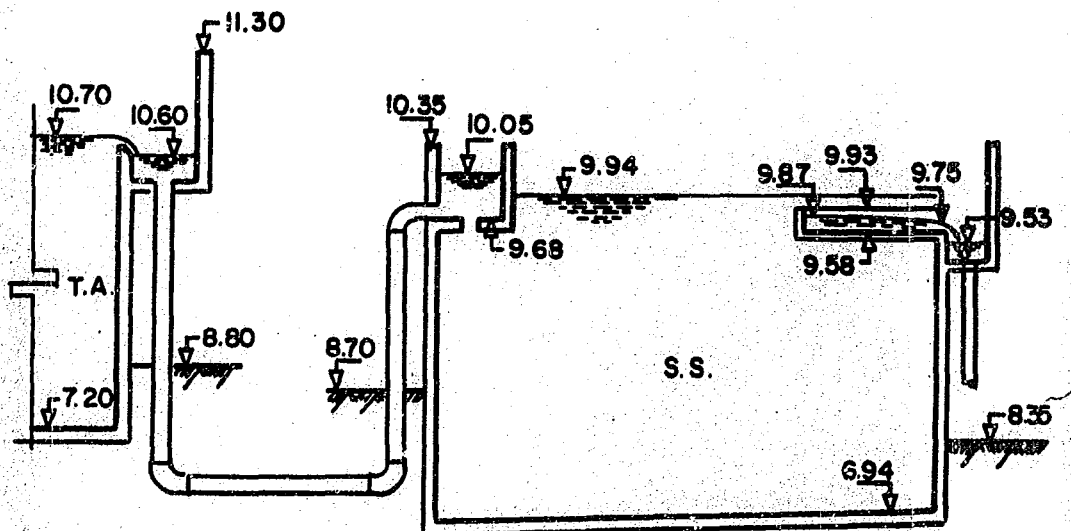


Figura V.11 Datos y resultados del Tanque de Aeración al Sedimentador Secundario.

- El gasto de salida del tanque de aeración es:

$$Q_{m\acute{a}x} + Q_R = 225 + 120 = 345 \text{ lps}$$

- Cálculo de pérdida de carga TA - SS.

- 1). Tubería de acero de 500 mm (20"), (15 m)
- 2). Codo 90° x 500 mm (20"), (3 piezas) $K = 0.6$
- 3). Entrada y salida $K = 0.5$ y $K = 1.0$

$$h_f = \left(\frac{0.345}{0.278(140)(0.508)^{2.63}} \right)^{1.85} (15) \approx 0.065$$

$$h_{f_{L-3}} = (0.6 \times 3) + 0.5 + 1.0 \left(\frac{V^2}{2g} \right) = 0.486 \text{ m}$$

$$h_{fT} = 0.065 + 0.486 = 0.551 \text{ m.}$$

- **Cálculo de pérdidas en el sedimentador secundario.**

Se suponen cotas arbitrarias para después integrarlas a las cotas del proyecto. La cota arbitraria en este caso es 100.00 sobre la corona de las canaletas de recolección de agua sedimentada

Longitud de canaletas de recolección.

Se recomiendan valores de carga sobre el vertedor de $124 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{d}$, para Q medio y de $375 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{d}$, para Q máximo.

$$\begin{aligned} Q_d &= Q_{\text{med}} + Q_R = 120 + 60 = 180 \text{ lps} \\ Q_{\text{med}} &= 240/2 = 120 \text{ lps} = 10368 \text{ m}^3/\text{d} \\ l_1 &= 15552/124 = 125 \text{ m} \\ l_2 &= 225 + 120 = 345 \text{ lps} = 29808 \text{ m}^3/\text{d} \\ l_2 &= 29808/375 = 79.5 \approx 80 \text{ m} \end{aligned}$$

Como son 8 lados de vertido.

$$\begin{aligned} l &= 125/8 = 15.6 \text{ m, se pueden dejar de } 15 \text{ m cada una.} \\ 15 \times 8 &= 120 \text{ m} \end{aligned}$$

- **Carga sobre las canaletas de salida.**

Si no se coloca ningún vertedor de placa, sobre las canaletas, estas funcionarán como vertedor rectangular sin contracciones. Con $Q_{\text{máx}}$:

$$H = \left(\frac{Q}{1838 L} \right)^{0.667}$$

$$H = \left(\frac{345}{1838 (120)} \right)^{0.667} = 0.013 \text{ m.}$$

- **Diseño de la canaleta recolectora.**

$$Q = 345/4 = 86.25 \text{ lps/canaleta central}$$

$$y_c = \left[\frac{Q^2}{g w^3} \right]^{1/3}$$

$$y_u = 1.73 y_c$$

$$\text{Si } b = 0.40 \text{ m}$$

$$y_c = \left[\frac{(0.086)^2}{9.81 (0.4)^2} \right]^{0.3334} = 0.167$$

$$y_u = 1.73(0.167) = 0.29 \text{ m}$$

- Cálculo del tirante y_i en la canaleta alimentadora con orificios. Se propone la canaleta de 0.80 m de ancho y 8 orificios de 0.25 m de diámetro.

Siguiendo el procedimiento del ejemplo II.28.

a y b).

$$\begin{aligned} EL_1 &= 99.75 \\ EL_2 &= 100.00 \\ N &= 8 \text{ orificios} \\ \phi &= 0.25 \text{ m} \\ a &= 0.0491 \text{ m}^2 \\ w &= 0.80 \text{ m.} \\ Q_{\text{máx}} &= 0.225 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_R &= 0.120 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_d &= 0.345 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

- c). Carga sobre el vertedor (ya calculada).

$$h = 0.013 \text{ m}$$

- d). Suposición del gasto por el último orificio

$$(q_u)_s = 0.345/8 = 0.0431$$

$$\text{Si } F = 1.07$$

$$(q_u)_i = 1.07(0.0375) = 0.046 \text{ m}^3/\text{s}$$

e₁).

$$\begin{aligned} y_i &= 100.00 - 99.75 + 0.013 + \Delta y_i \\ y_i &= 0.263 + \Delta y_i \end{aligned}$$

$$\text{Si } \Delta y_i = 0.20 \text{ m.}$$

$$y_i = 0.262 + 0.20 = 0.462 \text{ m}$$

e₂).

$$V_i = \frac{0.046}{(0.80)(0.462)} = 0.1244 \text{ m/s}$$

$$e_3). \quad F_i = \frac{0.1244}{\sqrt{(9.81)(0.462)}} = 0.0274$$

$$e_4). \quad CD = 0.63 - 0.29(0.0274)^2 = 0.6298$$

$$e_5). \quad \Delta E = [99.75 + 0.462 + \frac{(0.1244)^2}{2(9.81)}] - [100.00 + 0.013] = 0.1998$$

$$(q_w)_i = 0.6298(0.0491) \sqrt{2(9.81)(0.0523)}$$

$$(q_w)_i = 0.061 > 0.046$$

$$Si \Delta y_i = 0.11$$

$$y_i = 0.263 + 0.11 = 0.373$$

$$V_i = \frac{0.046}{(0.80)(0.373)} = 0.1541$$

$$F_i = \frac{0.1541}{\sqrt{(9.81)(0.373)}} = 0.0805$$

$$CD = 0.6281$$

$$\Delta E = 0.1112$$

$$(q_w)_i = 0.0455 \approx 0.046$$

F). Sedimentador secundario-tanque de contacto de cloro (SS-TCC), figura V.12.

- Pérdidas de carga SS-TCC.

- 1). Tubería de acero de 400 mm (16") ϕ (9 m)
- 2). Codo de 90° x 400 mm (16") ϕ (1 pieza) $K = 0.6$
- 3). Entrada y salida $K = 0.5$ y $K = 1.0$

$$1). \quad h_{f1} = (0.0063)9 = 0.057$$

$$2). \quad h_{f2} = 0.6 \left(\frac{(1.73)^2}{19.62} \right) = 0.091$$

$$3). \quad K = 0.5 + 1.0 = 1.5$$

$$h_{f3} = 1.5(0.1525) = 0.229$$

$$h_{fT} = 0.377 \text{ m}$$

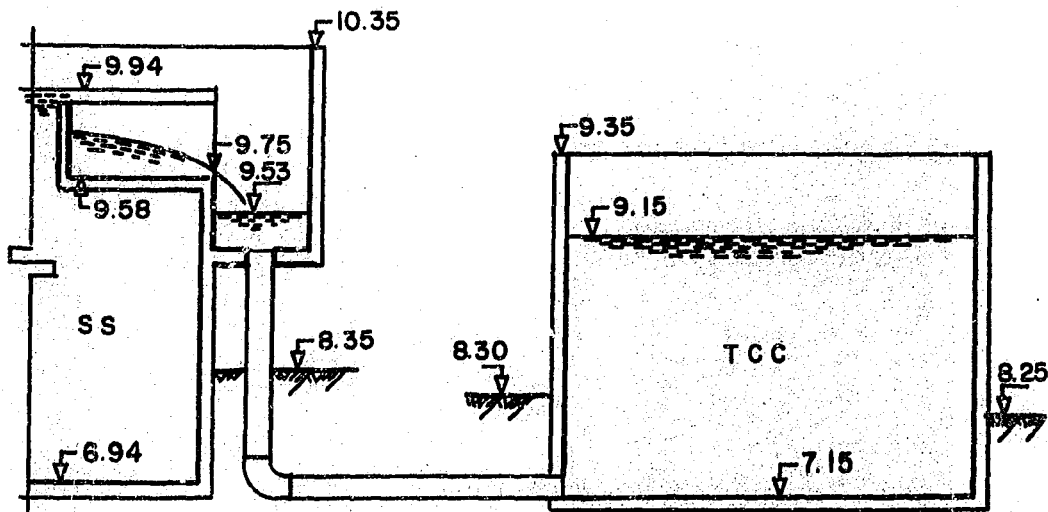


Figura V.12 Datos y resultados del sedimentador secundario al tanque de contacto de cloro.

- Canal Parshall (figura V.12.A), cálculo de la carga H_a .
- $Q_{\text{máx}} = 0.450 \text{ m}^3/\text{s}$

De la tabla II.17 seleccionamos un canal Parshall de 0.61 m. (2') de ancho de garganta.

Aplicando la ecuación II.43:

$$Q = 113.27(2) \quad wH^{1.522} (w)^{0.026}$$

w y H en pies.

Q en lps.

Para w = 2 pies

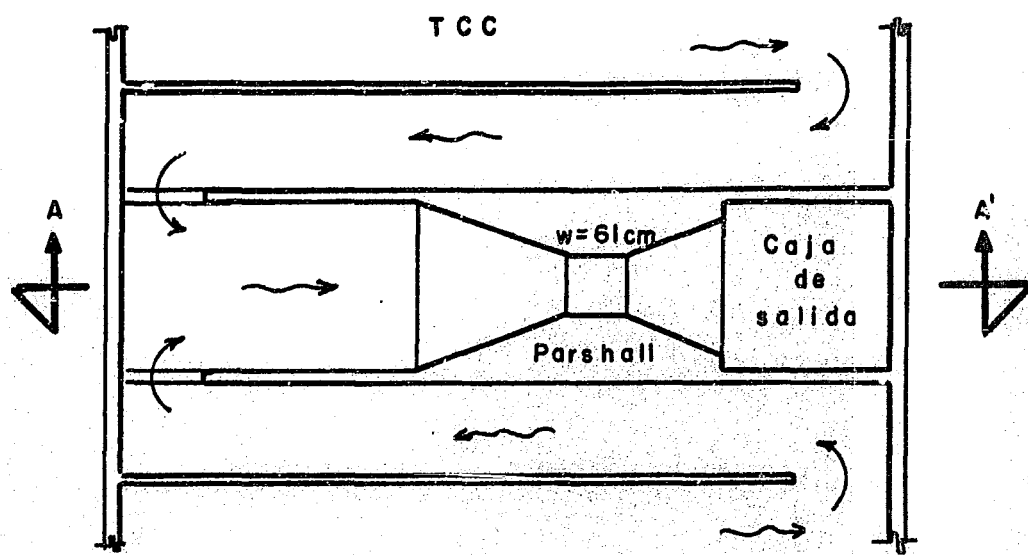
$$Q = 113.27(2) \quad H^{1.522} (2)^{0.026}$$

$$Q = 226.54 \quad H^{1.55}$$

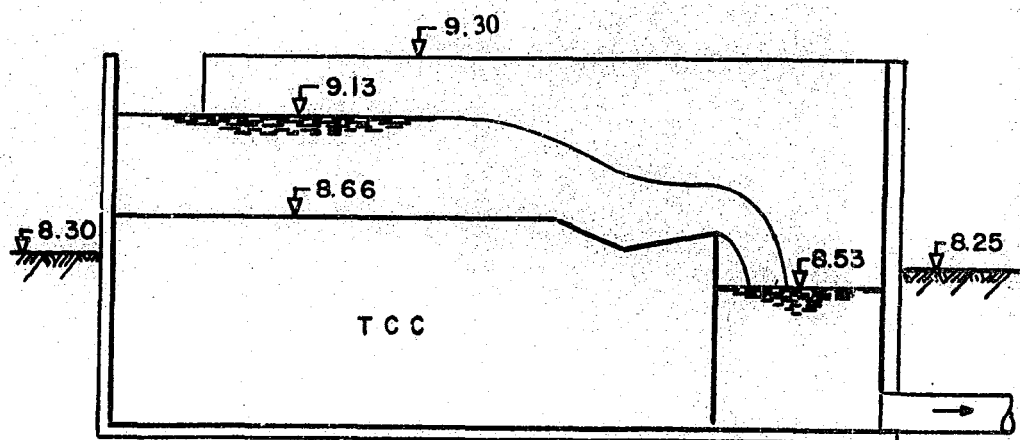
$$H = \left(\frac{Q}{226.54} \right)^{0.645}$$

$$H = \left(\frac{450}{226.54} \right)^{0.645} = 1.55 \text{ pies}$$

$$H = 1.55(0.3048) = 0.474 \text{ m}$$



PLANTA



CORTE A - A'

Figura V.12.A Canal Parshall en el tanque de contacto de cloro.

- Cálculo de la pendiente hidráulica en canales del tanque de contacto de cloro.

Datos del proyecto:

l	$= 60 \text{ m}$	(10 canales de 6 m c/u)
n	$= 0.016$	(coeficiente de rugosidad)
h	$= 2.50 \text{ m}$	(profundidad del agua)
b	$= 1.00 \text{ m}$	(ancho de canales)

Aplicando Manning:

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

$$0.450 = \frac{1}{0.016} (2.5 \times 1.0) \left(\frac{2.5 \times 1.0}{7} \right)^{2/3} S^{1/2}$$

$$S^{1/2} = 0.0057$$

$$S = 0.000033$$

$$h_f = 60(0.000033) = 0.002 \text{ m}$$

- Si dejamos un paso de 1 m. de ancho y un escalón de 10 cm

Pérdida a través del paso por carga de velocidad:

$$h_f = \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad A = 0.37(1.0) = 0.37 \text{ m}^2$$

$$h_f = \left(\frac{(0.608)^2}{19.62} \right) = 0.018 \text{ m.} \quad V = 0.225/0.37 = 0.608$$

G). Tanque de contacto de cloro-descarga (figura V.13).

- Aplicando Hazen-Williams.

$$\text{Carga disponible aproximada } 7.80-4.00 = 3.80 \text{ m}$$

$$L = 500 \text{ m} \quad H = 3.80 \text{ m}$$

$$\text{Tubería de asbesto-cemento} \quad C = 140$$

$$Q = 0.278 \text{ CD}^{2.63} S^{0.54}$$

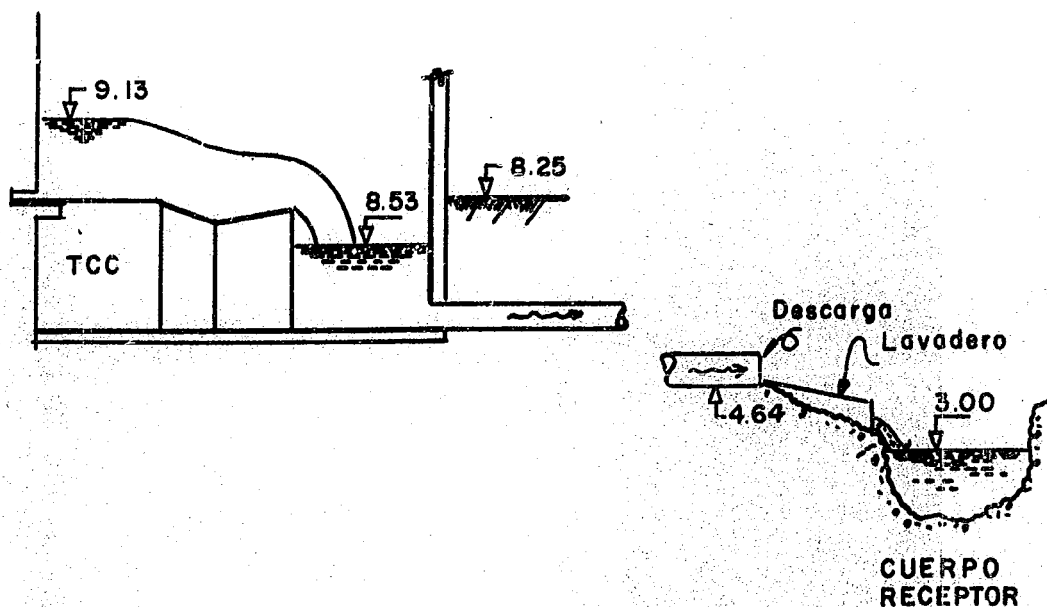


Figura V.13 Del tanque de contacto de cloro a la descarga.

Despejando D:

$$D = \left(\frac{Q}{0.278 (C) (S)^{0.54}} \right)^{0.38}$$

$$D = \left(\frac{450}{0.278 (140) \left(\frac{3.8}{500} \right)^{0.54}} \right)^{0.38}$$

$$D = 0.499 \text{ m} = 19.68" \approx 20"$$

Revisión:

Si $D = 20" = 0.508 \text{ m}$.

$$S = \left(\frac{0.450}{0.278 (140) (0.508)^{2.63}} \right)^{1.85} = 0.00704$$

$$h_f = LS = 500(0.00704) = 3.52 \text{ m}$$

Revisión de velocidades:

Con $Q_{\text{máx}}$
 $D = 0.508 \text{ m}$
 $A = 0.2026$
 $V = 0.45/0.2026 = 2.2 \text{ m/s (aceptable).}$

Con $Q_{\text{mín}}$
 $V = 0.24/0.2026 = 1.18 \text{ m (aceptable).}$

- Pérdida de carga por entrada y salida (suponiendo la tubería recta).

$$h_f = (1.0 + 0.5) \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

$$h_f = (1.5) \left(\frac{(2.2)^2}{19.62} \right) = 0.37 \text{ m.}$$

- Pérdida de carga total.

$$h_{\text{TT}} = 3.52 + 0.37 = 3.89$$

- Cota de descarga.

$$7.80 - 3.89 = 3.91$$

El lavadero de descarga se podrá colocar en la cota 3.91 o una cota menor a 3.91 y mayor a 3.00 m.

H). Bombeo de agua cruda (figura V.14).

- Cálculo de carga dinámica total.

$$\text{CDT} = H_o + H_f$$

$$H_o = 12.47 - 5.10 = 7.37 \text{ m}$$

a). Para $Q = 225 \text{ lps}$

- 1). Tubería de acero de 400 mm (16") ϕ (5 m)
- 2). Válvula check 400 mm (16") ϕ (1 pieza)
- 3). Válvula de compuerta 400 mm (16") ϕ (1 pieza)
- 4). Te de 500 mm (20") x 400 mm (16") ϕ (1 pieza)
- 5). Codo 90° x 16" (1 pieza)

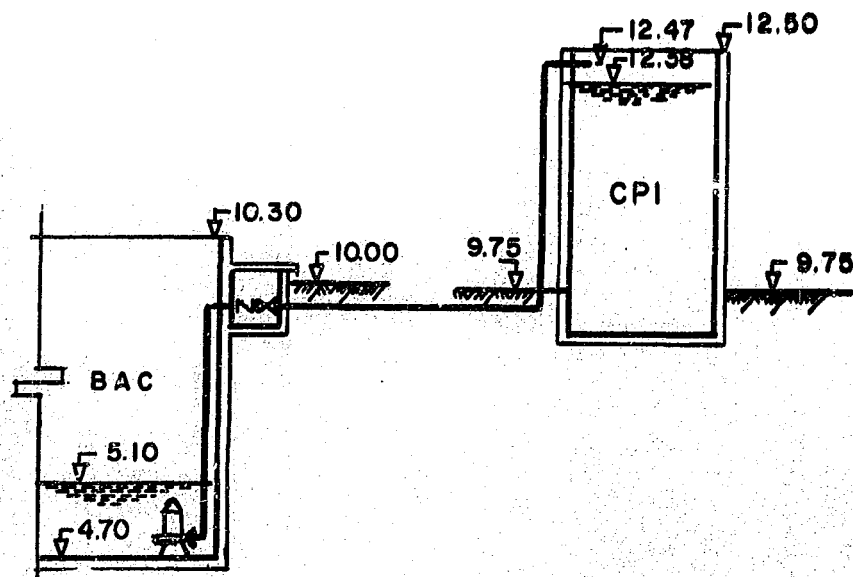


Figura V.14 Bombeo de agua cruda a la caja partidora 1.

b). Para $Q = 450$ lps

- 1). Tubería de acero de 500 mm (20") ϕ (25 m)
- 2). Codo de 90° x 500 mm (20") ϕ (2 piezas)
- 3). Salida.

Por longitud equivalente:

Para a):

- 1). 5 m
 - 2). 28 m
 - 3). 3 m
 - 4). 28 m
 - 5). 8.5 m
 - 6). 7.5 m
- L. eq. ≈ 80 m

$$h_{f1} \approx (0.0063)80 = 0.504$$

$$L. eq. \approx 25 + 28 + 18 = 71 \text{ m}$$

Para b):

- 1). 25 m
- 2). 28 m
- 3). 18 m

Para Q = 450 lps, C = 110 y D = 0.508 m (20")

$$S = \left(\frac{0.450}{0.278 (110) (0.508)^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$S = 0.011$$

$$h_{fB} = (0.011)71 = 0.781 \text{ m}$$

$$h_{fT} = 0.504 + 0.781 = 1.285 \text{ m}$$

$$CDT = 7.37 + 1.28 = 8.65 \text{ m}$$

Se seleccionan bombas centrífugas sumergibles para:

$$Q = 225 \text{ lps y CDT de } 8.65 \text{ m}$$

Se buscan en catálogos de fabricantes.

La potencia requerida para estas bombas es:

$$HP = \frac{Q H}{76 \eta_1 \eta_2}$$

$$HP = \frac{225 (8.65)}{76 (0.70) (0.95)} = 38.51 \text{ Hp} \approx 40 \text{ Hp}$$

I). Bombeo de recirculación (figura V.15).

La definición de la carga dinámica total en este caso, está dada por la condición más desfavorable, que es la conducción al digestor aerobio, el cual puede desplantarse a la cota que sea más conveniente, ya que el lodo se conducirá por bombeo. En este caso, la cota del lodo en el digestor será la 13.00, para tener una carga hidráulica del digestor a los filtros prensa del orden de 1.50 m.

La concentración de lodos activados convencionales, es menor del 1% por tal motivo, el cálculo hidráulico no se afecta, por ser lodo con bajo contenido de sólidos.

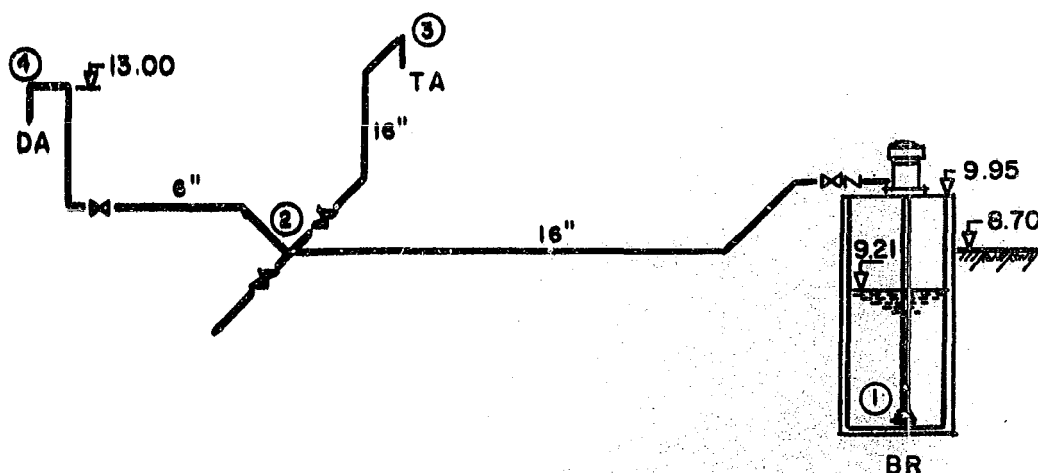


Figura V.13 Bombeo de recirculación.

- Cálculo del nivel de operación del cárcamo de recirculación.

Cárcamo de recirculación.

Q_R por purga, con 6 tolvas = $Q_R/6$

Si $Q_R = 100\%$ de Q medio, $Q_R = 240$ lps

$Q_R/6 = 240/6 = 40$ lps por c/tolva.

De la tabla I.3 se seleccionan los diámetros de la tubería (para $V = 1.5$ m/s, $\phi = 200$ mm (8")), de extracción de lodos, hacia el cárcamo de bombeo.

Pérdida de carga hasta el cárcamo de bombeo.

- 1). Entrada de 200 mm (8") ϕ (1 pieza)
- 2). Tubería de acero de 200 mm (8") ϕ (6 m)
- 3). Te de 200 mm (8") ϕ (1 pieza)
- 4). Válvula de compuerta de 200 mm (8") (1 pieza)
- 5). Codo 90° x 200 mm (8") ϕ (1 pieza)
- 6). Ampliación de 200 mm (8") a 355 (14") (1 pieza)
- 7). Te de 355 mm (14") x 200 mm (8") ϕ (2 piezas)
- 8). Ampliación 355 mm (14") a 500 mm (20") (1 pieza)

- 9). Tubería de acero de 355 mm (14") (7.5 m)
- 10). Te de 500 mm (20") (1 pieza)
- 11). Tubería de acero de 500 mm (20") (2.5 m)
- 12). Salida de 50 mm (20") (1 pieza)

Para 200 mm (8") ϕ	Q = 40 lps	V = 1.23 m/s
Para 355 mm (14") ϕ	Q = 120 lps	V = 1.21 m/s
Para 500 mm (20") ϕ	Q = 240 lps	V = 1.18 m/s

Por coeficientes K:

a). Para 200 mm (8") ϕ .

- 1). K = 0.5
- 2). $h_{f2} = L S_2$

$$S_2 = \left(\frac{0.040}{0.278 (110) (0.203)^{2.63}} \right)^{1.85} = 0.0108$$

$$h_{f2} = 6(0.0108) = 0.065$$

- 3). K = 1.8
- 4). K = 0.19
- 5). K = 0.75

$$h_{fk} = K \frac{V^2}{2g} ; K = (0.5 + 1.8 + 0.19 + 0.75) = 3.24$$

$$h_{fk} = 3.24 \frac{(1.23)^2}{19.62} = 0.25 \text{ m.}$$

$$h_{fa} = 0.065 + 0.25 \text{ m} = 0.315$$

b). Para 355 mm (14") ϕ .

$$6). h_f = 0.25 \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right)$$

$$h_{f6} = 0.25 \left(\frac{(1.23)^2}{19.62} - \frac{(0.40)^2}{19.62} \right)$$

$$h_{f6} = 0.017 \text{ m}$$

$$7). K = 0.60 \times 2 = 1.20$$

$$h_{f7} = 1.2 \left(\frac{(1.21)^2}{19.62} \right) = 0.089 \text{ m.}$$

$$8). \quad h_{f8} = 0.25 \left(\frac{(2.42)^2}{19.62} - \frac{(1.21)^2}{19.62} \right) = 0.056 \text{ m.}$$

$$9). \quad S_9 = \left(\frac{0.120}{0.278(110)(0.355)^{2.63}} \right)^{1.85} = 0.0054$$

$$h_{f9} = 7.5(0.0054) = 0.041$$

$$10). \quad h_{fb} = 0.017 + 0.089 + 0.056 + 0.041 = 0.203$$

c). Para 500 mm (20").

$$11). \quad K = 1.8$$

$$12). \quad S_{12} = \left(\frac{0.240}{0.278(110)(0.508)^{2.63}} \right)^{1.85} = 0.0034$$

$$h_{f12} = 2.5(0.0034) = 0.008$$

$$13). \quad K = 1$$

$$h_{fK} = (1.8 + 1) \frac{(1.18)^2}{19.62} + 0.008$$

$$h_{fc} = 0.199 + 0.008 = 0.207$$

Pérdida de carga total:

$$h_{fT} = h_{fa} + h_{fb} + h_{fc} = 0.315 + 0.203 + 0.207 = 0.725$$

Cálculo de pérdidas de carga de 1 a 3 y de 1 a 4; $Q = 240 \text{ lps.}$, $\phi = 400 \text{ mm (16")}$, $V = 1.35 \text{ m/s.}$

Pérdida de carga de 1 a 2.

- 1). Entrada 400 mm (16") ϕ
- 2). Tubería de acero de 400 mm (16") $\phi = 3.5 + 4 + 55 (62.5 \text{ m})$
- 3). Válvula check 400 mm (16") ϕ (1 pieza)
- 4). Válvula de compuerta de 400 mm (16") ϕ (1 pieza)
- 5). Codo 90° x 16" (2 piezas)
- 6). Codo de 45° x 16" (1 pieza)

7). Te de 16" (1 pieza)

1). $K = 0.5$

2). $h_f = S_2 L$

$$S_2 = \left(\frac{0.240}{0.278 (110) (0.406)^{2.63}} \right)^{1.85} = 0.0102$$

$$h_{f2} = 62.5(0.0102) = 0.640$$

3). $K = 1.45$

4). $K = 0.19$

5). $K = 0.6 \times 2 = 1.2$

6). $K = 0.28$

7). $K = 1.8$

$$h_{fk} = (0.5+1.45+0.19+1.2+0.28+1) \left(\frac{(1.85)^2}{19.62} \right)$$

$$h_{fk} = 4.62(0.174) = 0.806 \text{ m}$$

$$h_{ft} = 0.64 + 0.806 = 1.446 \text{ m}$$

- Cálculo de pérdida de carga de 2 a 3, $Q = 120 \text{ lps}$, $\phi = 300 \text{ mm}$ (12"), $V = 1.65 \text{ m/s}$.

1). Tubería de acero 12"(13 m)

2). Válvula de compuerta 12"(1 pieza)

3). Codo de 90° x 16" (3 piezas)

4). Salida (3 piezas)

$$1). h_{f1} = 13 \left(\frac{0.120}{0.278 (110) (0.305)^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$h_{f1} = 0.148 \text{ m}$$

2). $K = 0.19$

3). $K = 0.6 \times 3 = 1.8$

$$4). \quad K = 1.0$$

$$h_{fK} = (0.19 + 1.8 + 1.0) \left(\frac{(1.65)^2}{19.62} \right)$$

$$h_{fK} = 2.99(0.138) = 0.413$$

$$h_{fT} = 0.148 + 0.413 = 0.561$$

- Cálculo de pérdida de carga de 2 a 4; $Q = 25$ lps, $\phi = 150$ mm (6"),
 $V = 1.37$ m/s.

- 1). Tubería de 150 mm (6") ϕ (70 m)
- 2). Codos $22.5^\circ \times 6"$ (2 piezas)
- 3). Codo de $90^\circ \times 6"$ (3 piezas)
- 4). Válvulas de compuerta (1 pieza)
- 5). Salida

$$1). \quad h_{fi} = \left(\frac{0.025}{0.278 (110) (0.152)^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$h_{fi} = 70(0.0186) = 1.30$$

$$2). \quad K = 0.11 \times 2 = 0.22$$

$$3). \quad K = 0.6 \times 3 = 1.8$$

$$4). \quad K = 0.19$$

$$5). \quad K = 1.0$$

$$h_{fK} = (0.22 + 1.8 + 0.19 + 1.0) \left(\frac{(1.37)^2}{19.62} \right)$$

$$h_{fK} = 3.21(0.0956) = 0.307$$

$$h_{fT} = 1.30 + 0.307 = 1.607 \text{ m}$$

Por lo que la carga dinámica total de diseño será:

$$CDT = h_e + h_f$$

$$h_e = 13.60 - 8.49 = 4.51 \text{ m}$$

$$h_f = \text{de 1 a 3} = 1.446 + 1.607 = 3.053 \text{ m}$$

$$CDT = 4.51 + 3.05 = 7.56 \text{ m}$$

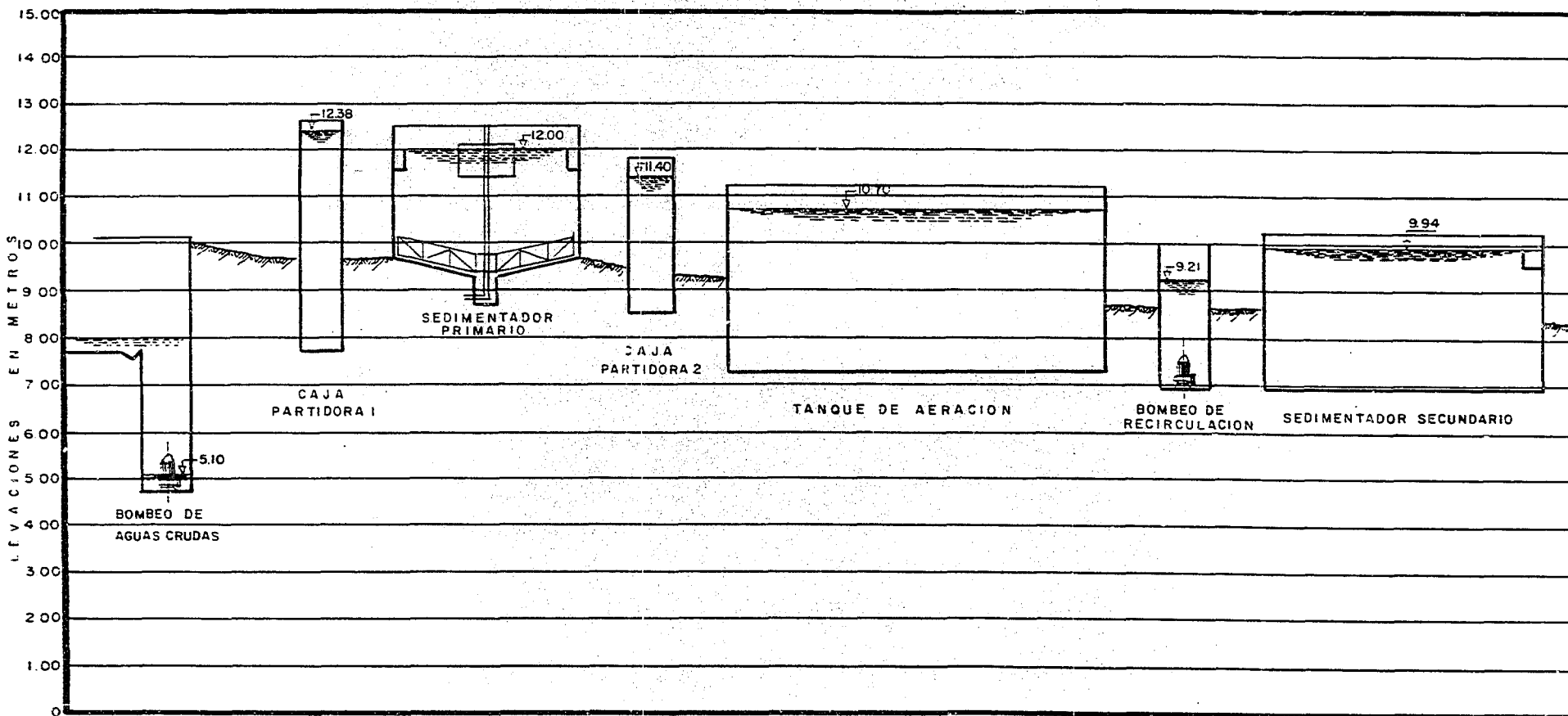
Se seleccionan bombas centrífugas verticales con
 CDT de 7.56 m.

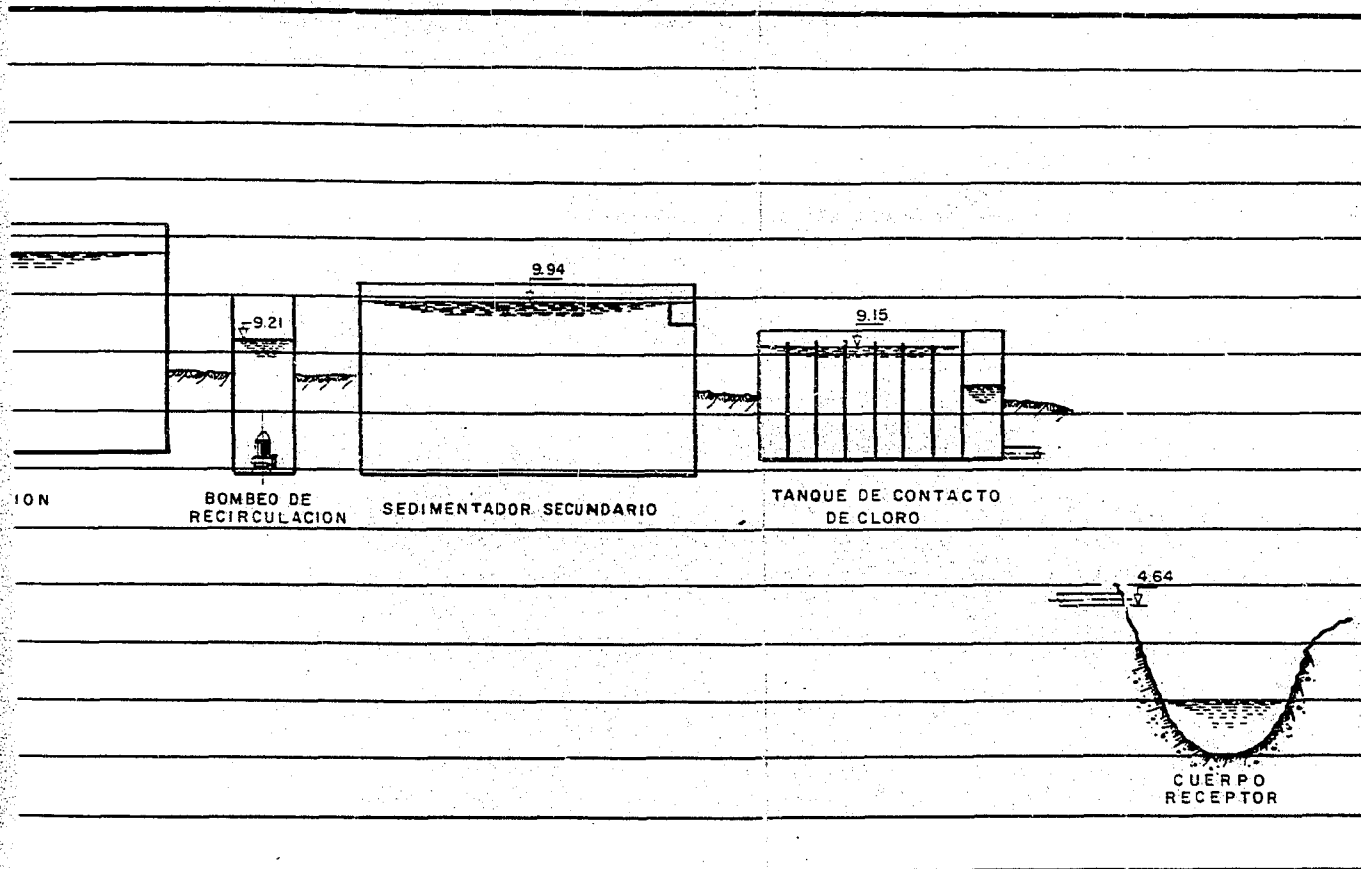
La potencia del motor será:

$$\text{MHp} = \frac{240 (7.56)}{76 (0.75) (0.9)} = 35.4 \text{ Hp}$$

$$\text{MHp} \approx 40 \text{ Hp}$$

La figura V.16 es el Perfil Hidráulico del tren de agua, conjuntando los resultados del ejemplo.





CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

La presentación de la hidráulica aplicada a plantas de tratamiento de aguas residuales, en este trabajo, dirigido a profesionistas de diversas formaciones, que incursionan en la ingeniería ambiental, se ha hecho mostrando los criterios, aplicaciones y avances que se tienen a la fecha en el tema.

La estructura del trabajo gira alrededor de los métodos de cálculos hidráulicos. Estos son la herramienta técnica que nos ayuda a definir los niveles o cotas del agua, en cada una de las unidades de proceso dentro de las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Como introducción al tema central, se presentó un resumen de los conceptos fundamentales de la hidráulica. La finalidad de este resumen es, por un lado, presentar valores de las propiedades del agua que se aplican en las fórmulas (como la del número de Reynolds), esto es, los valores del peso específico, la densidad, la viscosidad cinemática, etc. Por otro lado, se presentan las ecuaciones básicas de la hidráulica que son la de continuidad y la de Bernoulli.

Con las velocidades usuales o recomendadas del flujo en tuberías de interconexión y la ecuación de continuidad, se calculan los diámetros de las tuberías. Para esto, el uso de la tabla I.3, simplifica enormemente los cálculos. Entrando con los gastos medio y máximo de diseño, y las velocidades en las tuberías (de 1 a 1.5 m/s para el gasto medio y de 2 a 2.5 m/s para gasto máximo), se selecciona el diámetro comercial adecuado.

La ecuación de Bernoulli es útil principalmente para la explicación de los conceptos de los diferentes tipos de cargas en hidráulica. Una vez comprendidos estos conceptos, nos llevan al entendimiento del comportamiento del fluido al desplazarse de una unidad de proceso a otra.

Una vez que se tienen claros los conceptos fundamentales de la hidráulica, la aplicación de los métodos de cálculos hidráulicos se pueden comprender con mayor facilidad.

Los métodos de cálculos hidráulicos se presentan con fórmulas de aplicación, utilizadas en la práctica profesional. Para comprender mejor su uso, se dan ejemplos de aplicación, en cada caso, para situaciones reales del manejo del agua en plantas de tratamiento de aguas residuales.

De los datos de diseño para el proyecto de plantas de tratamiento de aguas residuales, los de mayor importancia para el diseño hidráulico son los gastos, principalmente el gasto máximo. Para calcular o medir en campo los gastos de diseño; mínimo, medio y máximo, existen diversos procedimientos. Los métodos de medición directa, se presentan en este trabajo como el California, recipiente-cronómetro o volumen-tiempo, uso de vertedores, canales y medidores en tuberías a presión.

Una vez definidos los gastos, el siguiente paso es la ubicación de la estación de bombeo de agua cruda. El uso de bombas es muy importante ya que los gastos mínimo, medio y máximo que entrarán a la planta de tratamiento estarán gobernados por la capacidad del sistema de bombeo. Ya conocidos los gastos, el tren de tratamiento y el arreglo de tuberías de interconexión propuesto, se procede al cálculo del diámetro de las mismas y al detalle de las estructuras hidráulicas en cada unidad de proceso.

La selección del diámetro de las tuberías de interconexión, implica obtener las pérdidas de carga adecuadas, por velocidad, longitud y piezas especiales. Aquí, se aplican los métodos de cálculo para el flujo en tuberías, incluyendo diversos métodos para la solución del mismo problema, como es el caso de la aplicación de las fórmulas de Darcy - Weisbach, Hazen - Williams y Manning o la aplicación de tres métodos diferentes para el cálculo del flujo de lodos.

Existirán casos especiales como el uso de múltiples alimentadores o de orificios en canales alimentadores, que requieren procedimientos de cálculo iterativos. Aunque en este trabajo, se resolvieron paso por paso, se recomienda el uso de la programación en computadora para la solución ágil de este tipo de problemas.

Es necesario detallar estructuras hidráulicas, ya sea de conducción, alimentadoras, distribuidoras, de control o medición. El detalle se logra al aplicar las ecuaciones de cálculo y las recomendaciones para cada caso. Se pueden consultar los ejemplos de aplicación presentados, dirigidos plantas de tratamiento de aguas residuales.

Otro tema importante y de aplicación práctica, es el uso de estructuras hidráulicas para el control de la velocidad en canales desarenadores horizontales tipo gravedad. Esto se logra con el uso de vertedores proporcionales o canales Parshall. Ambos métodos se presentaron con detalle para el diseño y construcción de este tipo de estructuras.

Los cálculos hidráulicos, nos darán los valores de las pérdidas de carga y por tanto de cotas, unidad por unidad, para determinar tirantes, bordos libres, pérdidas de carga por longitud, pérdidas de carga locales, caídas en canaletas, etc. La representación gráfica de estos cálculos y suposiciones de funcionamiento, nos darán las cotas en cada unidad de tratamiento.

Como material complementario para definir la hidráulica de la planta de tratamiento, se presentó de una manera concreta el tema de medidores en tuberías a presión, cuyo uso en aguas residuales se ha extendido en los últimos años. De igual manera, se realizó un resumen de la aplicación de sistemas de bombeo en plantas de tratamiento, tema que se requiere conocer por el uso imprescindible de bombas en las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Una planta de tratamiento es como un traje a la medida, esto significa que se deben considerar los factores mas importantes que inciden en el diseño hidráulico, estos son; la topografía, las cotas de llegada del agua cruda y de la descarga del agua tratada, la ubicación de la estación de bombeo del agua cruda, el tipo de planta, las pérdidas de carga esperadas en la misma, los bombeos de transferencia requeridos y otros factores que nos llevan a la determinación del punto de arranque de los cálculos hidráulicos.

La cota de arranque para iniciar los cálculos hidráulicos puede ser la cota de descarga del agua tratada, la cota de llegada del agua cruda, el nivel del agua en alguna unidad de proceso (generalmente definida por el desplante en el terreno de la propia unidad).

El diseño funcional está muy ligado al diseño hidráulico, se deben considerar profundidades de los tanques, tipo de alimentación a reactores y a sedimentadores, cajas de distribución modular, velocidades mínima y máxima recomendadas para el manejo de flóculos biológicos, etc.

Se requiere conocer el funcionamiento de las unidades de proceso o bien tener una amplia comunicación con el especialista en el diseño funcional de la planta y entre ambos proponer las soluciones hidráulicas mas adecuadas al tipo de planta.

El ejemplo de aplicación del capítulo V, cubre la mayor parte de los métodos de cálculos hidráulicos y criterios de diseño presentados en este trabajo. Para este caso, los datos de proyecto, definen el punto de arranque de los cálculos, que fue el nivel del agua en el sedimentador primario.

La interpretación de los resultados arrojados por los cálculos, no se entenderían si no se hiciera una representación gráfica de los mismos. Al hacer los cálculos, se debe hacer en forma paralela, el dibujo de cada unidad de proceso y el detalle de las estructuras hidráulicas diseñadas. El resumen de la representación gráfica de todas las unidades de proceso, es lo que integra el perfil hidráulico de la planta de tratamiento de aguas residuales.

Tanto el tren de agua como el tren de lodos, tienen su propio perfil, ligados por alguna unidad del proceso, generalmente el sedimentador primario y en algunos casos, el bombeo de recirculación de lodos.

Es de sentido común, observar en los perfiles hidráulicos, la caída del nivel del agua de una unidad de proceso a otra posterior, la experiencia nos da idea y los cálculos hidráulicos nos proporcionan la magnitud de ese cambio de nivel, unidad por unidad.

Este trabajo es una recopilación de experiencias, materiales de aplicación práctica y métodos de uso común, para cubrir la parte correspondiente al diseño hidráulico dentro del proyecto integral de una planta de tratamiento de aguas residuales. Su entendimiento facilitará el trabajo profesional y la enseñanza a las personas interesadas en este tema.

Con la bibliografía recomendada y consultada, se podrá profundizar en el conocimiento teórico y práctico de la hidráulica para plantas de tratamiento de aguas residuales y se podrán resolver problemas con variantes o mas complejos a los presentados en este trabajo.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. **"Ingeniería Ambiental", Revista año 1992, No. 14, SMISA, A.C. México D.F., Pág. 22.**
2. **"Design of Municipal Wastewater Treatment Plants" Volume I y II, Water Environment Federation, Book Press, Inc. Brattlebord, Vermont U.S.A., 1994, Pág. 518; 1116, 1117, 1118, 1119.**
3. **Claudio Mataix, "Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas", Harper & Row Publishers Inc., Harla, S.A. México D.F., 1972. Págs. 24 Y 25.**
4. **Enzo Levi Lattes, "Tratado Elemental de Hidráulica", CNA, IMTA, Coordinación de Investigación, Cuernavaca, Mor. 1990, PAG. 117, 128 y 129.**
5. **Benefield Larry D., Judkins Joseph F., Parr A. Davis "Treatment Plant Hydraulics for Environmental Engineers" Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, 1984, Pág. 18.**
6. **Mark J. Hammer "Water and Waste-Water Technology", John Wiley & Sons, Inc. New York 1977, Pág. 105.**

BIBLIOGRAFIA GENERAL

1. *"Clarifier Design", Manual of Practice fd-8, Water Pollution Control Federation. Washington D.C., 1985.*
2. *Douglas M. Grant "Isco Open Channel Flow Measurement Handbook", Third edition, Isco Environmental Division, Lincoln Nebraska, 1989.*
3. *Kenneth Mc. Naughton, "Bombas Selecccion, Uso y Mantenimiento", Mc. Graw Hill, México, D.F., 1989.*
4. *"Planning and Making Industrial Waste Surveys" Ohio River Valley Water Sanitation Commission, Cincinnati, Ohio, 1964.*
5. *Wilson Francis "Design Calculations in Waste Water Treatment" E. & F.N. Spon Ltd. and Methuen Inc. Great Britain, 1981.*
6. *Sotelo Avila Gilberto "Hidráulica General" Vol.1, Editorial Limusa, S.A., México D.F., 1984.*
7. *"Diseño Funcional de Plantas Clarificadoras Modernas" Tesis, Ramírez G. Antonio, UNAM, México, D.F., 1985.*
8. *"Medición del Agua de Riego" Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de América. Editorial Diana, México D.F., 1972.*
9. *"Flujo de Fluidos en Válvulas, Accesorios y Tuberías" Crane Inc. Mc. Graw Hill, México, D.F., 1990.*
10. *Robert L. Daugherty, Joseph B. Franzini "Fluid Mechanics with Engineering Applications" Mc. Graw Hill, Kosaido Printing Co. Ltd. Tokyo, Japan, 1977.*
11. *Streeter L. Victor, E. Benjamin Wylie "Mecánica de Fluidos" Mc. Graw Hill de México, México D.F., 1980.*
12. *Hauser, Barbara A. "Practical Hydraulics Handbook" Lewis, Publishers, Inc. Chelsea. Michigan, 1991.*
13. *Casey T. J. "Water and Wastewater Engineering Hydraulics", Oxford University Press. New York, 1992.*

ANEXO 1

**TABLA II.8 VALORES DEL COEFICIENTE K PARA DIFERENTES
PIEZAS ESPECIALES (REF. 5)**

PIEZA ESPECIAL	COEFICIENTE K
Válvula de mariposa abierta	0.3
ángulo de cierre 10°	0.46
ángulo de cierre 20°	1.38
ángulo de cierre 30°	3.60
ángulo de cierre 40°	10.0
ángulo de cierre 50°	31.0
ángulo de cierre 60°	94.0
Válvula de retención (check) abierta	
tipo bola	2.5 - 3.5
tipo horizontal	8.0 - 12.0
tipo swing	0.6 - 2.3
Contracción brusca en términos de velocidad del lado pequeño	
4:1	0.42
2:1	0.33
4:3	0.19
Válvula de diafragma abierta	2.3
3/4 abertura	2.6
1/2 abertura	4.3
1/4 abertura	21.0
Codos de 90°	
bridado regular	0.21 - 0.30
bridado radio largo	0.18 - 0.20
dos tubos soldados	1.25 - 1.80
roscado radio corto	0.90

TABLA II.8 VALORES DEL COEFICIENTE K PARA DIFERENTES PIEZAS ESPECIALES (Continuación)

PIEZA ESPECIAL	COEFICIENTE K
roscado radio medio	0.75
roscado radio largo	0.60
Codos 45°	
bridado normal	0.20 - 0.30
bridado radio largo	0.18 - 0.20
roscado normal	0.30 - 0.42
Ampliación brusca, en términos de velocidad del lado pequeño	
1:4	0.92
1:2	0.56
3:4	0.19
Pérdidas por entrada	
boca de campana	0.04
tubería normal	0.5
tubería proyectada (borda)	0.83 - 1.0
ligeramente redondeada	0.23
Válvula de pie con pichancha	2.50
Válvula de compuerta abierta	0.19
¼ de cierre	1.15
½ de cierre	5.60
¾ de cierre	24.0
Ampliaciones para V_1 = velocidad en el lado pequeño	$0.25 (V_1^2/2g - V_2^2/2g)$
Codos contruidos en sitio	
ángulo de deflexión 5°	0.016 - 0.024
ángulo de deflexión 10°	0.034 - 0.044
ángulo de deflexión 15°	0.042 - 0.062
ángulo de deflexión 22.5°	0.066 - 0.154
ángulo de deflexión 30°	0.130 - 0.165
ángulo de deflexión 45°	0.236 - 0.320
ángulo de deflexión 60°	0.471 - 0.648

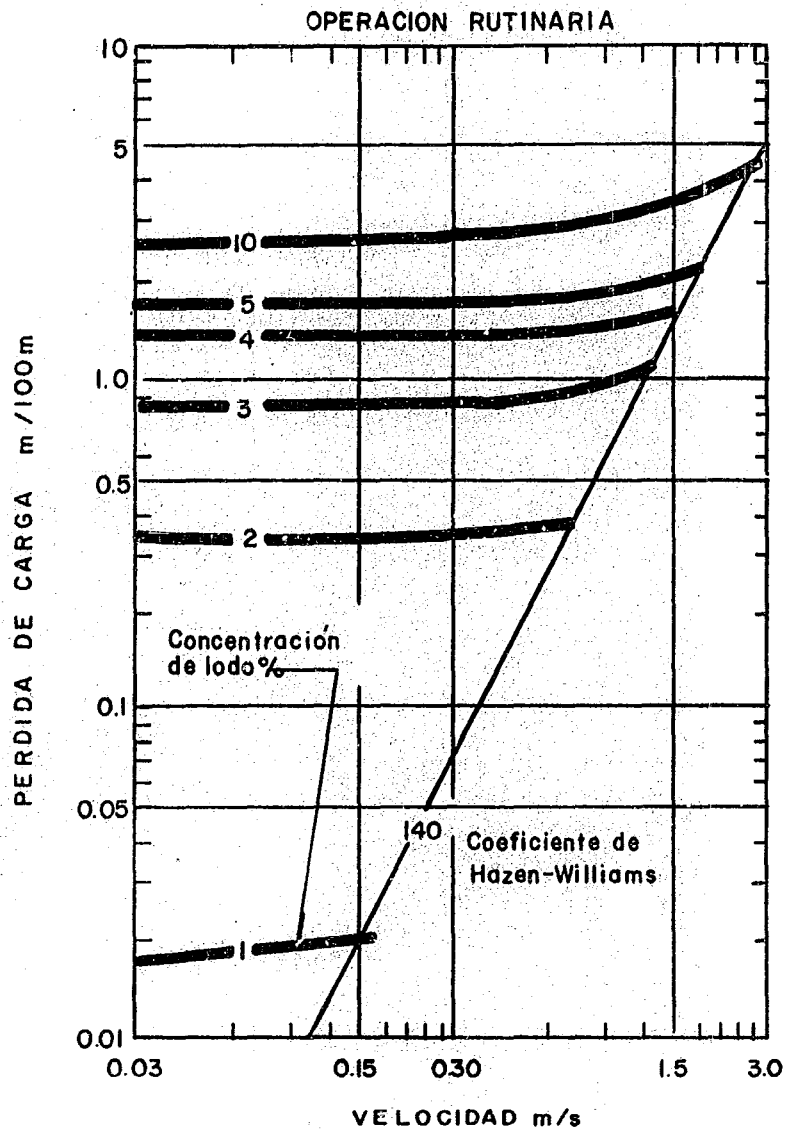
TABLA II.8 VALORES DEL COEFICIENTE K PARA DIFERENTES PIEZAS ESPECIALES (Continuación)

PIEZA ESPECIAL	COEFICIENTE K
ángulo de deflexión 90°	1.129 - 1.265
Medidor de orificio, relación de diámetros orificio/tubería	
0.25 (1:4)	4.8
0.33 (1:3)	2.5
0.50 (1:2)	1.0
0.67 (2:3)	0.40
0.75 (3:4)	0.24
Pérdidas por salida	
boca de campana	$0.1 (V_1^2/2g - V_2^2/2g)$
descarga libre o a un tanque	1.0
Válvula de globo abierta	4.0
¾ abierta	4.6
½ abertura	6.4
¼ abertura	780
Reducciones en términos de velocidad del lado pequeño	
normal	0.25
boca de campana	0.10
estándar	0.04
acoplada	0.05 - 2.0
Codo de 180° (2 de 90°)	
bridado normal	0.38
bridado radio largo	0.25
roscado	2.2
Compuerta deslizante	
orificio sumergido	0.8
sin sumergencia	0.2
contracción en el conducto	0.5
Te	
Bifurcación normal	1.5 - 1.8

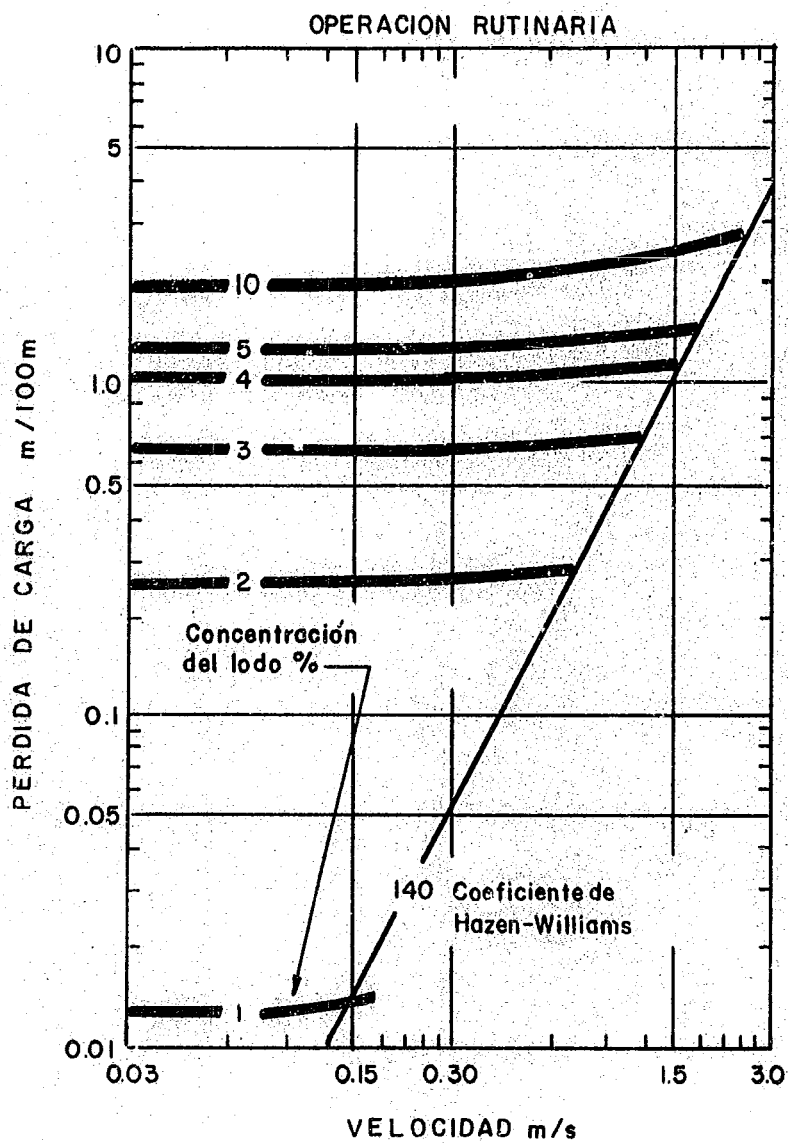
**TABLA II.8 VALORES DEL COEFICIENTE K PARA DIFERENTES PIEZAS
ESPECIALES (Continuación)**

PIEZA ESPECIAL	COEFICIENTE K
vuelta a 90°	1.8
flujo recto	0.60
flujo recto con reducción (velocidad del lado pequeño)	
2:1	0.90
4:1	0.75

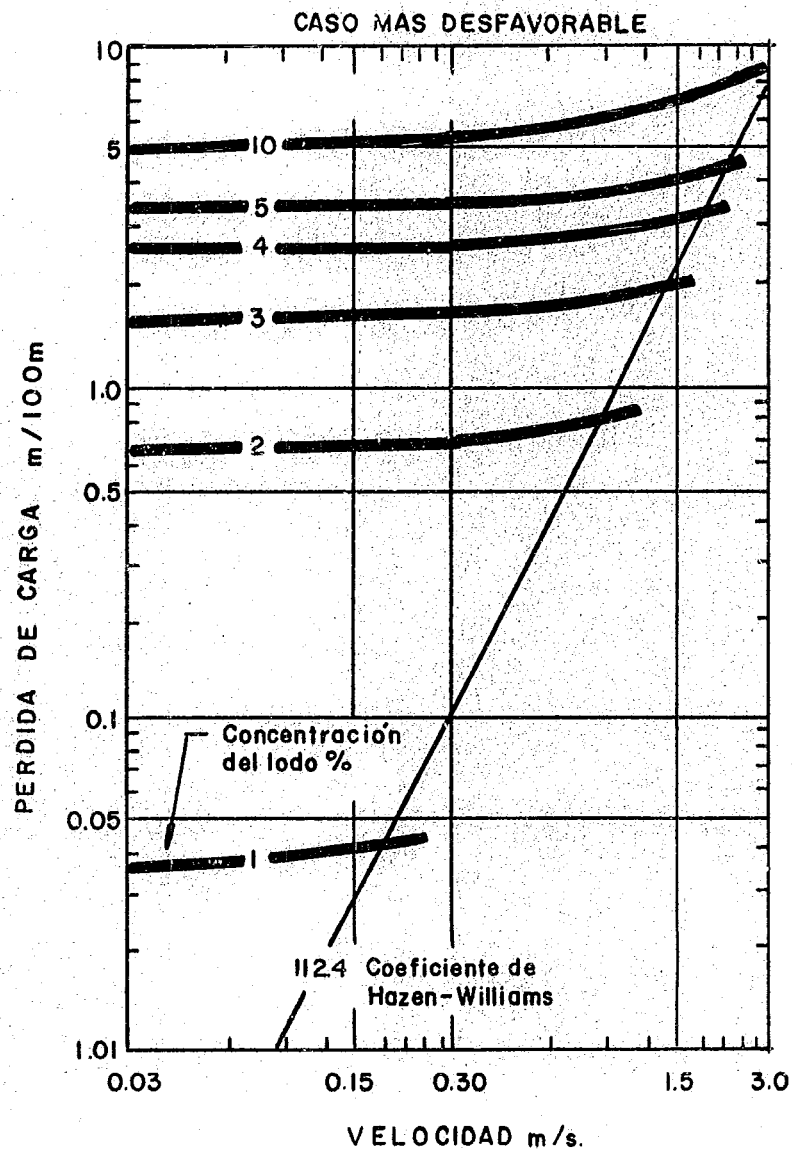
ANEXO 2



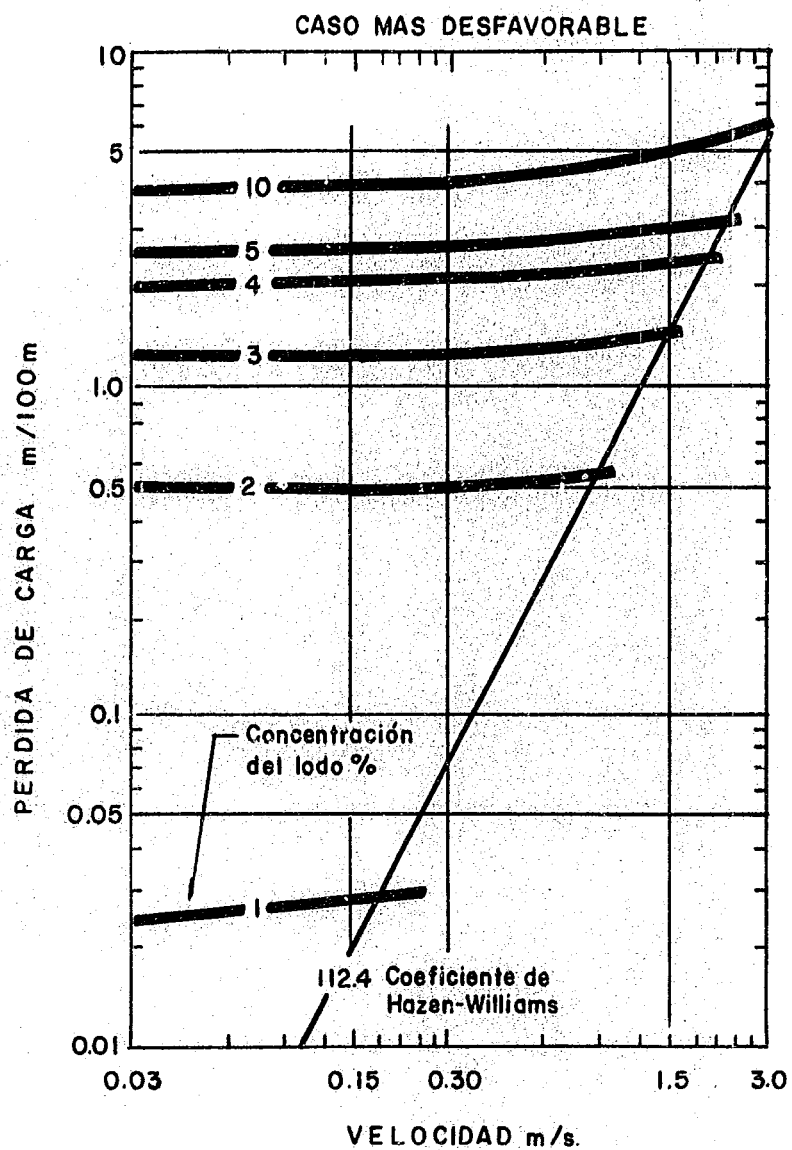
Gráfica II.1A Para tuberías de 150 mm (6") ϕ y operación rutinaria.



Gráfica II.1B Para tuberías de 200 mm (8") ϕ y operación rutinaria.



Gráfica II.1C Para tuberías de 150 mm (6") ϕ y caso más desfavorable.



Gráfica II.1D Para tuberías de 200 mm (8") ϕ y caso más desfavorable.