

## ***AGUAS DEL VALLE***

### ***NORMAS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE RECOLECCION DE AGUAS RESIDUALES, AGUAS PLUVIALES Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES***

#### **CAPITULO I SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO CONVENCIONAL PARA RECOLECCION DE AGUAS RESIDUALES**

##### **1.1 Generalidades**

Se denomina agua residual al agua que durante su utilización ya sea de tipo domestico, industrial, agrícola u otro, ha sufrido modificaciones de calidad.

Las principales fuentes de agua residual doméstica en una comunidad las constituyen las zonas residenciales e industriales. Otras fuentes importantes son las instalaciones públicas y de recreo.

La recogida y el transporte del agua residual desde los diversos puntos en que se origina constituyen el primer paso de la gestión efectiva del saneamiento de una población. Los conductos que recogen y transportan el agua residual se denominan alcantarillas y el conjunto de las mismas constituye la red de alcantarillado

El alcantarillado sanitario será un sistema absolutamente separado del de aguas lluvias, el cual recolectará únicamente **Aguas Negras:** domésticas, comerciales e institucionales e industriales previamente tratadas.

El diseño hidráulico del sistema se orientará para que funcione netamente como escurrimiento libre por gravedad, evitando en la medida de lo posible situaciones de flujo crítico.

Este diseño se podrá hacer de dos maneras: con el sistema convencional y el sistema de diámetro simplificado (usado en aquellas urbanizaciones para personas con escasos recursos económicos).

##### **1.2 Normas De Diseño Para Sistemas Convencionales**

###### **1.2.1 Periodo De Diseño**

- El período de diseño no deberá ser menor de 15 años ni mayor de 40 años.

###### **1.2.2 Población De Diseño**

- La población de diseño será la estimada para el período de diseño incluyendo las áreas de influencia. Se considerará la población del total de las áreas según los planes reguladores vigentes; de no existir estos se considerará una población de saturación de 6 habitantes por unidad habitacional.

**NOTA:**

Cuando la población Futura > Población Saturación; utilizar la población Futura.

Cuando la población Saturación > Población Futura; utilizar la población de Saturación.

**TABLA 1.1**  
**Métodos de proyección de población**

<i><b>Métodos</b></i>	<i><b>Descripción del método</b></i>
<b>Gráfico</b>	Se utiliza la representación gráfica de las curvas de crecimiento previo de la población para estimar el crecimiento futuro.
<b>Tasa de crecimiento decreciente</b>	La población se estima a partir del supuesto de que a medida que la ciudad tiene mayor población la tasa de crecimiento disminuye cada año.
<b>Matemático o logístico</b>	Se supone que el crecimiento de la población sigue alguna relación matemática lógica, función del tiempo.
<b>Ratio y correlación</b>	La tasa de crecimiento de una población determinada se supone que esté en relación con el de su región
<b>Componente</b>	Se estima la población en base a un análisis detallado de los componentes que constituyen el crecimiento de aquélla, fundamentalmente su crecimiento vegetativo y la migración. El crecimiento vegetativo representa el incremento resultante del exceso de nacimientos frente al de defunciones.
<b>Previsión de empleo</b>	El crecimiento de la población se estima a base de varias previsiones de empleo. En la práctica actual, la relación entre población y número de empleos se obtiene mediante la utilización de las técnicas de ratios y métodos de correlación.

### **1.2.3 Estimación De Las Áreas Tributarias**

- Se considerará el perímetro y las áreas adyacentes que sean tributarias al sistema por razones topográficas, demográficas y urbanísticas.

- Tomar en cuenta en el diseño, al fijar la profundidad y capacidad de los colectores, las áreas de futuro expansión que puedan llegar a ser tributarios al sistema.

#### 1.2.4 Puntos De Descarga

No debe ocasionarse ningún problema de carácter sanitario a las localidades situadas aguas abajo, así como, proteger los usos presentes y futuros del cuerpo receptor.

#### 1.2.5 Dotaciones

Las dotaciones domesticas utilizadas se adoptarán conforme la siguiente clasificación residencial:

**TABLA 1.2**

CLASIFICACION		DOTACION	
		LPPD	GPPD
<b>R-1</b>	Altos Ingresos (Área 400 m <sup>2</sup> , frente de 15 m (mínimo))	300	80
<b>R-2</b>	Altos Ingresos (Área 300 m <sup>2</sup> , frente de 15 m (mínimo))	230	60
<b>R-3</b>	Medios Ingresos (Área 120 m <sup>2</sup> , frente de 10 m (mínimo))	190	50
<b>R-4</b>	Bajos Ingresos (Área 75 m <sup>2</sup> , frente de 7 m (mínimo))	150	40
<b>R-5</b>	Barrios en Desarrollo (Área de 60 a 400 m <sup>2</sup> , frente de 6 a 15 m (mínimo))	100 a 120	25 a 30

#### 1.2.6 Caudal De Diseño

El caudal de diseño para un tramo de alcantarillado será el correspondiente acumulado hasta el pozo de inspección inferior. Será la suma de los siguientes caudales: caudal máximo de origen doméstico, caudal de infiltración y las aguas de origen industrial y comercial.

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{doméstico}} + Q_{\text{infiltración}} + Q_{\text{ilícito}} + Q_{\text{industrial}} + Q_{\text{comercial}} + Q_{\text{inst. Públicas}}$$

##### 1.2.6.1 Caudal Doméstico

El agua residual doméstica es el agua residual procedente de residencias, instalaciones comerciales, públicas y similares.

- Caudal Doméstico ( $Q_d$ ).

$$Q_d = (D * K_1 * H_1 * P) / 86,400$$

Donde:

$Q_d$  = Caudal real en litros/segundo

D = dotación (lppd)

$K_1$  = coeficiente de retorno (varía según las condiciones de la población entre 0.70 a 0.80)

P = población en habitantes.

$H_1$  = factor de Harmon menor o igual que 4 (relación del gasto máximo al gasto medio)

$$H_1 = 1 + (14 / (4 + P^{1/2})) \leq 4.0$$

P = población en miles de habitantes

#### 1.2.6.2 Caudal por Infiltración

La infiltración y conexiones incontroladas es el agua que penetra de forma no controlada en la red de alcantarillado sanitario procedente del subsuelo, y agua pluvial que es descargada a la red a partir de fuentes tales como bajantes de edificios, drenes de cimentaciones y alcantarillas pluviales.

El valor del Caudal de Infiltración será igual 1.5 lt/seg\*km para **Redes** y de 1.3 lt/seg\*km para **Colectores**, para **Concreto** será de 1 lt/seg\*km.

#### 1.2.6.3 Caudal por Conexiones Ilícitas

El valor del caudal por conexiones ilícitas será el 30% de la dotación a usar.

#### 1.2.6.4 Caudal Comercial, Caudal de Instituciones Públicas, Caudal por Infiltración para Concreto y PVC

El valor del Caudal Comercial, Caudal de Instituciones Públicas, Caudal por Infiltración para Concreto y PVC se obtendrá de las Tablas No. 1, 2, 3, del Anexo respectivamente.

**TABLA 1.3**  
**Valores Típicos de Aguas Residuales Comerciales**

ESTABLECIMIENTO	UNIDAD	DESCARGA MEDIA (Lts/día * unidad)
Centro Comercial	Empleado	100
Comercio Pequeño	Empleado	50
Oficina	Empleado	55

Bar	Cliente Empleado	10 50
Restaurante	Comida	20
Aeropuerto	Pasajero	10
Edificios industriales (excluyendo industrial y cafetería)	Empleado	55
Teatro	Asiento	10
Motel	Persona	120
Motel con cocina	Persona	200
Hotel	Huésped Empleado	170 40
Gasolinera	Estación	7,500-19,000
Lavandería	Máquina Lavado	1,900 190

**TABLA 1.4**

**Valores Típicos de Aguas Residuales Públicas**

<b>INSTALACIÓN</b>	<b>DESCARGA MEDIA (Lts/día* persona)</b>
Hospital	400
Prisión	180
Cuartel	200
Escuela	80
Colegio	90
Universidad	100
Parques	60
Oficinas y Almacenes	90

**TABLA 1.5**

**Valores de Infiltración de Aguas Subterráneas.**

<b>TUBERÍA</b>	<b>INFILTRACIÓN (Lts/seg * km)</b>		
	<b>Alta</b>	<b>Media</b>	<b>Baja</b>
Existente	4.0	3.0	2.0

A construir (con junta de mortero)	3.0	2.0	1.0
---------------------------------------	-----	-----	-----

### 1.2.7 Velocidades

- La velocidad mínima será de:  
Laterales  $\geq 0.50$  m/seg  
Sub colectores  $\geq 0.60$  m/seg
- La velocidad máxima será :  
Para Concreto  $\leq 3.0$  m/seg  
Para PVC  $\leq 5.0$  m/seg

### 1.2.8 Diámetros Mínimos

- Los conductos empleados tendrán en general una sección circular. Cualquier otra sección que se proponga por razones técnicas y económicas que justifiquen su empleo, será considerado como diseño especial.
- El diámetro mínimo será de:  
  
Para Red Colectora (Colectores Secundarios) 200 mm (8")  
Para Laterales de 150 mm (6") siempre que no drenen más de 30 lotes  
Y las acometidas domiciliarias serán de 100 mm (4") con sus respectivas cajas de registro individuales.

### 1.2.9 Continuidad De Tuberías

El diámetro de cualquier tramo de alcantarillado sanitario será igual o mayor que el diámetro del tramo anterior aguas arriba y por ningún motivo podrá ser menor.

### 1.2.10 Pendientes

- La pendiente no será menor de 0.5%, ni mayor de 15% en las tuberías del sistema.
- Para las acometidas domiciliarias la pendiente mínima será de 2%.
- Cuando el terreno no permita pendientes menores de 15% se deberán usar anclajes cada 10 metros.

### 1.2.11 Pozos De Inspección

- Se usarán pozos de inspección en las siguientes condiciones:
  - En distancias que no sean superiores de 100 metros.
  - En todo cambio de alineamiento horizontal.
  - En todo cambio de alineamiento vertical.

- Donde converjan dos o más tuberías del sistema.
- En los puntos donde exista cambio de diámetro o material de la tubería.

La altura del pozo no será mayor de 4.50 metros ni menor de 1.50 metros.

### 1.2.12 Formulas Recomendadas

- La velocidad a tubo lleno se calculará con la fórmula de Manning.

$$V_{II} = \frac{1}{n} * (D/4)^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

$V_{II}$  = velocidad a tubo lleno en m/s

$n$  = coeficiente de rugosidad

$D$  = diámetro del tubo en metros

$S$  = pendiente del tramo en metro / metro

#### Coefficiente de rugosidad “n”

<i>Material</i>	<i>n</i>
Tubos de cemento < 24” Ø	0.015
Tubos de cemento > 24” Ø	0.013
Tubos PVC y asbesto cemento	0.010
Tubos hierro fundido	0.013
Tubos de metal corrugado	0.021
Zanjas	0.020
Canales recubiertos con piedra	0.030

Para otros tipos de tubería se recomienda consultar las especificaciones del fabricante. En todo caso utilizar valores que nos ofrezcan un margen de seguridad.

- Caudal a tubo lleno se calculará con la ecuación de continuidad.

$$Q_{II} = A * V_{II} * 1,000$$

Donde:

$Q_{II}$  = caudal a tubo lleno en litros por segundo

$A$  = área del tubo en metros cuadrados

$V_{II}$  = velocidad del tubo lleno en metros por segundo

- Relaciones de Caudal y Velocidad

⇒ Relación de Caudal ( $Q_r/Q_{II}$ )

Donde:  $Q_r$  = caudal real en el tramo en litros por segundo

$Q_{II}$  = caudal a tubo lleno del tramo en litros por segundo

Cuando la relación  $Q_r/Q_{II} \geq 0.75$  debe hacerse cambio de diámetro al próximo superior comercial.

⇒ Relación de Velocidad ( $V_r/V_{II}$ )

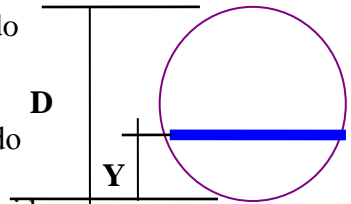
Donde:  $V_r$  = velocidad real en metros por segundo

$V_{II}$  = velocidad a tubo lleno en metros por segundo

⇒ Relación de Diámetros  $Y/D$

En Colectores cuando  $Y/D \geq 0.75$  se cambia el diámetro escogido al diámetro inmediato superior comercial.

En Sub colectores cuando  $Y/D \geq 0.50$  se cambia el diámetro elegido al diámetro inmediato superior comercial



### 1.2.13 Profundidades

La Profundidad mínima será de:

En Calle Vehicular 1.50 m sobre la corona del tubo.

En Calle Peatonal 1.00 m sobre la corona del tubo.

La Profundidad Máxima será hasta de 4.50 m hasta la invertida del tubo, para profundidades de 4.50 a 6.0 m sobre la invertida del tubo se deberá hacer una protección especial a 4.50 m para tubería de concreto y 3.60 m para tubería de PVC.

### 1.2.14 Ancho De Los Zanjos

Ver Tabla siguiente:

**TABLA 1.6**

*Dimensiones de Zanjas para Sistemas de Alcantarillado Sanitario*

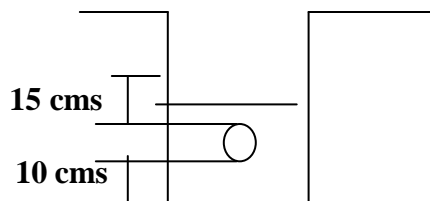
DIÁMETRO DE TUBERÍA (Pulg)	PROFUNDIDADES				
	Hasta 1.75 m	1.76m – 2.75m	2.76m – 3.75m	3.76m – 4.75m	4.76m – 6.25m
4, 6 y 8	60	65	70	75	80
10	70	70	70	75	80
12	75	75	75	75	80
15	90	90	90	90	90
18	110	110	110	110	110
21	120	120	120	120	120
24	135	135	135	135	135
27	140	140	140	140	140



30	155	155	155	155	155
36		175	175	175	175
42		190	190	190	190
45		210	210	210	210
60		245	245	245	245
72			280	280	280
84			320	320	320
96				360	360

### 1.2.15 Material Selecto

Se usará una cama de 10 cms de material selecto y sobre la corona superior del tubo una capa de 15 cms.



### 1.2.16 Tipo de Tubería

Los tipos de tubería que pueden ser utilizados son:

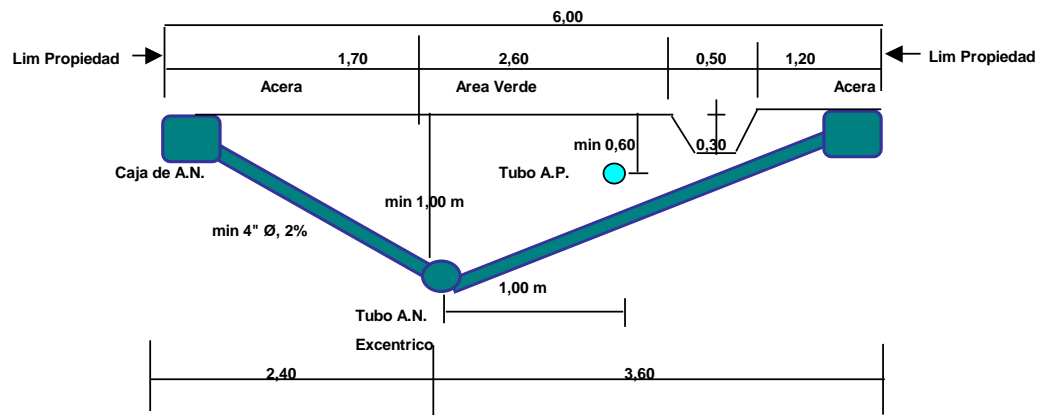
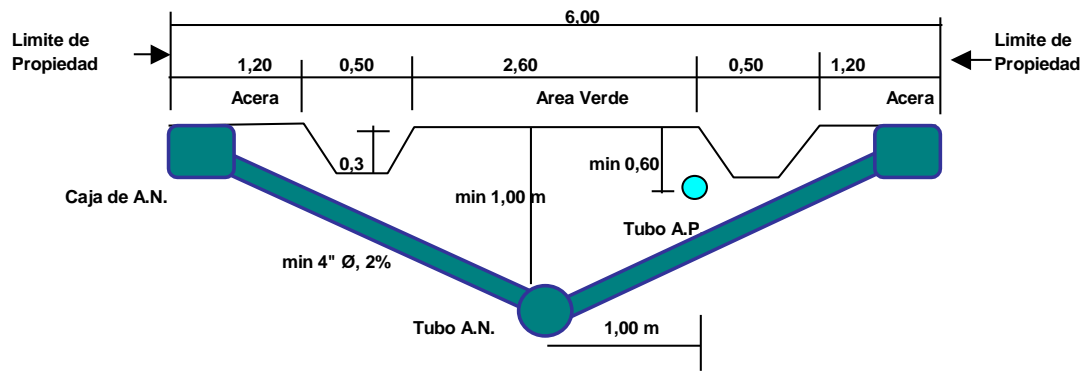
1. Tubería de PVC SDR-41:  
\* NOVAFORT, HANCOR Y ADS (Cuando cumplan las Normas mínimas de resistencia)
2. Concreto reforzado en casos especiales.
3. Otro tipo de tubería previa aprobación de SANAA.

Se deberá usar juntas cementadas y junta rápida, para diámetros superiores a 200mm (8") no se usarán juntas cementadas.

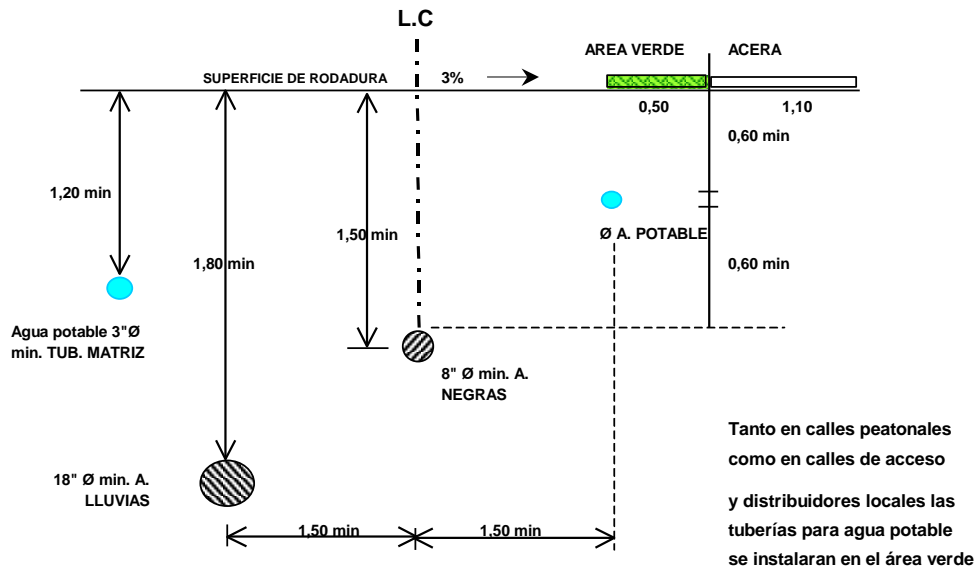
### 1.2.17 Ubicación De La Tubería

La tubería de alcantarillado sanitario irá por en medio de la calle y separada de la tubería de agua potable.

### 1.2.18 Secciones Típicas De Calles Peatonales Con Tuberías



Sección típica en caso de necesitarse solo una cuneta de aguas lluvias.



## CAPITULO II

### SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO (SISTEMA SIMPLIFICADO Y DE PEQUEÑO DIAMETRO), PARA RECOLECCION DE AGUAS RESIDUALES

#### 2.1 Generalidades

Debido a que los alcantarillados de tipo convencional son obras muy caras y siendo los costos de inversión uno de los principales factores que son considerados en la toma de decisiones para llevar a la realidad un proyecto, han sido propuesto los sistemas de alcantarillado no convencionales como una medida para reducir los costos de los proyectos y para ampliar las coberturas de alcantarillado en nuestros países, a la vez implementando un sistema de operación y mantenimiento adecuado y una participación activa de la comunidad que se beneficia.

#### 2.2 Alcantarillados simplificados

Designados así por las modificaciones introducidas en la proyección /construcción de los alcantarillados convencionales.

#### 2.3 Periodo De Diseño

La adopción de períodos largos de diseño conduce a obras enormes aumentando el costo de los proyectos.

Otro aspecto a considerar es que también como resultado de los períodos de diseño demasiado largos, el flujo en las alcantarillas estará por muchos años por debajo de

aquel para el que se han diseñado; las velocidades serán inferiores a las previstas y el desempeño del sistema será peor que el esperado.

Con períodos mas cortos, del orden de 20 años, considerando la construcción por etapas, los efectos de los errores posibles en las estimaciones del crecimiento de la población, el número de conexiones y flujos puede reducirse al mínimo y pueden reajustarse. Con el tiempo, si fuera necesario, pueden construirse sin problema sistemas de alcantarillado auxiliares y de alivio.

Por otro lado puede esperarse una mejora de las condiciones económicas de la comunidad a lo largo del tiempo, haciendo que las inversiones adicionales sean más fáciles en el futuro.

## 2.4 Población De Diseño

- La población de diseño será la estimada para el período de diseño incluyendo las áreas de influencia. Se considerará la población del total de las áreas según los planes reguladores vigentes; de no existir estos se considerará una población de saturación de 6 habitantes por unidad habitacional.

NOTA:

Cuando la población Futura > Población Saturación; utilizar la población Futura.

Cuando la población Saturación > Población Futura; utilizar la población de Saturación.

La estimación de la población se puede hacer con los métodos descritos en la Tabla 1.1, del Capítulo 1 de estas normas.

## 2.5 Dotaciones

Las dotaciones domesticas utilizadas se adoptarán conforme la siguiente clasificación residencial:

**TABLA 2.1**

CLASIFICACION		DOTACION	
		LPPD	GPPD
<b>R-4</b>	Bajos Ingresos (Área 75 m <sup>2</sup> , frente de 7 m (mínimo))	150	40
<b>R-5</b>	Barrios en Desarrollo (Área de 60 a 400 m <sup>2</sup> , frente de 6 a 15 m (mínimo))	100 a 120	25 a 30

## 2.6 Caudal de diseño

El caudal de diseño para un tramo de alcantarillado será el correspondiente acumulado hasta el pozo de inspección inferior. Será la suma de los siguientes caudales: caudal máximo de origen doméstico, caudal de infiltración y las aguas de origen industrial y comercial.

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{doméstico}} + Q_{\text{infiltración}} + Q_{\text{ilícito}} + Q_{\text{industrial}} + Q_{\text{comercial}} + Q_{\text{inst. públicas}}$$

### 2.6.1 Caudal Doméstico

El agua residual doméstica es el agua residual procedente de residencias, instalaciones comerciales, públicas y similares.

- Caudal Doméstico ( $Q_d$ ).

$$Q_d = (D * K_1 * H_1 * P) / 86,400$$

Donde:

$Q_d$  = Caudal real en litros/segundo

$D$  = dotación (lppd)

$K_1$  = coeficiente de retorno (varía según las condiciones de la población entre 0.70 a 0.80)

$P$  = población en habitantes.

$H_1$  = factor de Harmon menor o igual que 4 (relación del gasto máximo al gasto medio)

$$H_1 = 1 + (14 / (4 + P^{1/2})) \leq 4.0$$

$P$  = población en miles de habitantes

### 2.6.2 Caudal por Infiltración

El valor del Caudal de Infiltración será igual 1.5 lt/seg\*km para **Redes** y de 1.3 lt/seg\*km para **Coletores**, para **Concreto** será de 1 lt/seg\*km.

### 2.6.3 Caudal por Conexiones Ilícitas

El valor del caudal por conexiones ilícitas será el 30% de la dotación a usar.

### 2.6.4 Caudal Comercial, Caudal de Instituciones Públicas, Caudal por Infiltración para Concreto y PVC

El valor del Caudal Comercial, Caudal de Instituciones Públicas, Caudal por Infiltración para Concreto y PVC se obtendrá de acuerdo a las Tablas 1.3, 1.4 y 1.5 del Capítulo 1 de estas normas, respectivamente.

## 2.7 Velocidades

Las velocidades de flujo son una base tradicional para el diseño de los sistemas de alcantarillado. No es la mejor opción considerar la velocidad del flujo en la sección total o en la mitad de la sección, porque estas velocidades se producen en situaciones específicas que no corresponden a casos prácticos.

La velocidad máxima ocurre a  $0.81D$  y el flujo máximo ocurre a  $0.95D$ . Siendo  $D$  es el diámetro de la tubería.

La velocidad mínima no debe ser menor que  $0.45$  o  $0.50$  m/s. Es mejor aceptar un valor inferior para el flujo “real”, que fijar un valor mayor para el flujo hipotético (sección total)

Considerando los valores máximos de la velocidad hay dos condiciones que observar:

- De los resultados de una amplia investigación hecha en Holanda se desprende que una velocidad de flujo entre  $4.0$  y  $5.0$  m/s causa menos erosión que las velocidades entre  $2.5$  y  $4.0$  m/s.
  - Debemos evitar que se produzcan mezclas de aire y aguas residuales (velocidades de mas de  $4.6$  m/s en sistemas de alcantarillado de  $8$  pulgadas de diámetro.
- La velocidad mínima será para Laterales  $\geq 0.45$  m/s y para Sub colectores  $\geq 0.60$  m/s
  - La velocidad máxima dependiendo del material a utilizar será para Concreto  $\leq 3.0$  m/s y para PVC  $\leq 5.0$  m/s

## **2.8 Diámetros Mínimos**

- Los conductos empleados tendrán en general una sección circular. Cualquier otra sección que se proponga por razones técnicas y económicas que justifiquen su empleo, será considerado como diseño especial.
- El diámetro mínimo será de:

Para Red Colectora (Colectores Secundarios) usar  $150\text{mm}$  (6) y  $200\text{ mm}$  (8")

Para Laterales de  $100\text{ mm}$  (4") cuando en el tramo no drenen más de  $20$  lotes, de lo contrario usar  $150\text{mm}$  (6").

Y las acometidas domiciliarias serán de  $75\text{ mm}$  (3") con sus respectivas cajas de registro individuales.

Nota: Se pueden utilizar también diámetros de  $100\text{ mm}$  para distancias cortas de  $200$  metros (para este caso las conexiones domiciliarias deben ser de  $75\text{ mm}$  sirviendo a un máximo de  $50$  viviendas; se utilizan diámetros de  $150\text{ mm}$  sin restricción de distancias (para este caso las conexiones domiciliarias serán de  $100\text{ mm}$ )

## **2.9 Continuidad De Tuberías**

- El diámetro de cualquier tramo de alcantarillado sanitario será igual o mayor que el diámetro del tramo anterior aguas arriba y por ningún motivo podrá ser menor.

## 2.10 Pendientes

La pendiente mínima debe calcularse (y no adoptarse)

La mejor manera de determinar el gradiente de un colector consiste en aplicar la expresión hidráulica:

$$S = 0.0001 Q^{-2/3}$$

Donde:

S = pendiente mínima, m/m

Q = el flujo máximo por hora en la primera etapa de las obras, m<sup>3</sup>/s

El resultado de esta expresión puede emplearse para cualquier diámetro.

- La pendiente no será menor de 0.5%, ni mayor de 15% en las tuberías del sistema.
- Para las acometidas domiciliarias la pendiente mínima será de 2%.
- Cuando el terreno no permita pendientes menores de 15% se deberán usar anclajes cada 10 metros.

## 2.11 Pozos De Registro o Inspección

- Se usarán pozos de registro o inspección en las siguientes condiciones:

- En distancias no mayores de 100 metros.
- En todo cambio de alineamiento horizontal.
- En todo cambio de alineamiento vertical.
- Donde converjan dos o más tuberías del sistema.
- En los puntos donde exista cambio de diámetro o material de la tubería.

La altura del pozo no será mayor de 4.50 metros ni menor de 1.50 metros.

Se podrán sustituir los pozos de registro por otro sistema de limpieza en los siguientes casos:

- Se sustituyen pozos de registro (PR) en tramos iniciales por Terminales de Limpieza (TL1), para una profundidad máxima de 2 m, sobre el fondo del tubo y para diámetros de tubo hasta 250 mm (10" Ø)
- Para un tramo recto (sin interconexión de otras tuberías de la red) se sustituyen pozos de registro (PR) a cada 100 - 150 m (de acuerdo a equipos de limpieza utilizados) por Terminales de Limpieza (TL2), para una profundidad máxima de 2 m, sobre el fondo del tubo y para diámetros de tubo hasta 250 mm (10" Ø)
- Se sustituyen pozos de registro (PR) por Cajas de Paso (CP) en: cambios de pendiente; cambios de diámetro; cambios de alineamiento horizontal (ángulos superiores a los 45°); caídas de hasta 0.50 m y menores a los 5 m; intersecciones dentro de la red a menos que se especifique un PR. Las CP se

instalarán hasta profundidades de 2 m y para diámetros de tubo hasta 250 mm (10" Ø)

- Los PR de 0.80 m de diámetro interno (PR1) se instalan: a cada 200 m en la red; en caídas superiores a los 0.50 m y menores a los 5.00 m; cambios de alineamiento horizontal (ángulos superiores a los 45°). Estos pozos se instalarán exclusivamente cuando la profundidad del pozo sea de 2.00 a 3.00 m, y para diámetros de tuberías de hasta 250 mm (10" Ø).
- Los PR de 1.00 a 1.20 m (PR2) se instalan para: profundidades superiores a los 3 m, en todos en los casos que se requiera de un elemento de inspección (cambios de diámetro, cambios de pendiente, intersecciones, etc.)
- En tramos rectos de colectores y emisarios, cuando no exista interconexión de otros tubos se instalan PR a cada 150 o 200 m (según equipos de limpieza).

## 2.12 Formulas Recomendadas

- La velocidad a tubo lleno se calculará con la fórmula de Manning.

$$V_{II} = \frac{1}{n} * (D/4)^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

$V_{II}$  = velocidad a tubo lleno en m/s

$n$  = coeficiente de rugosidad

$D$  = diámetro del tubo en metros

$S$  = pendiente del tramo en metro / metro

El coeficiente de rugosidad “ $n$ ”, se puede obtener de la tabla que se encuentra en el acápite 1.2.12, del Capítulo I de estas Normas.

Para tuberías diferentes a las que se encuentran en la tabla mencionada en el párrafo anterior se recomienda consultar las especificaciones del fabricante. En todo caso utilizar valores que nos ofrezcan un margen de seguridad.

- Caudal a tubo lleno se calculará con la ecuación de continuidad.

$$Q_{II} = A * V_{II} * 1,000$$

Donde:

$Q_{II}$  = caudal a tubo lleno en litros por segundo

$A$  = área del tubo en metros cuadrados

$V_{II}$  = velocidad del tubo lleno en metros por segundo



- Relaciones de Caudal y Velocidad

⇒ Relación de Caudal ( $Q_r/Q_{II}$ )

Donde:  $Q_r$  = caudal real en el tramo en litros por segundo

$Q_{II}$  = caudal a tubo lleno del tramo en litros por segundo

Cuando la relación  $Q_r/Q_{II} \geq 0.75$  debe hacerse cambio de diámetro al próximo superior comercial.

⇒ Relación de Velocidad ( $V_r/V_{II}$ )

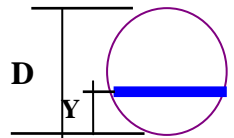
Donde:  $V_r$  = velocidad real en metros por segundo

$V_{II}$  = velocidad a tubo lleno en metros por segundo

⇒ Relación de Diámetros  $Y/D$

En Colectores cuando  $Y/D \geq 0.75$  se cambia el diámetro escogido al diámetro inmediato superior comercial.

En Sub colectores cuando  $Y/D \geq 0.50$  se cambia el diámetro elegido al diámetro inmediato superior comercial



## 2.13 Profundidades

La Profundidad mínima será de:

Colectores debajo de calles:  $0.90 + D$ , no menor de 0.80 m, ni mayor de 1.00 m (ambas sobre la corona del tubo)

Colectores debajo de caminos de paso:  $0.65 + D$ , no menor de 0.50 m

Profundidades Máximas:

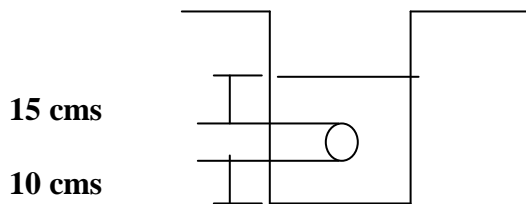
Definidas a partir de los equipos de construcción utilizados, pero debe realizarse previamente un análisis económico que permita justificar profundidades altas en sustitución de estaciones de bombeo, ya que la calidad de los materiales de las tuberías debe ser superior en virtud de las cargas muertas y de sismo a las que estarán sometidas.

## 2.14 Ancho De Los Zanjos

Ver Tabla 1.6, del Capítulo I de estas Normas.

## 2.15 Material Selecto

Se usará una cama de 10 cms de material selecto y sobre la corona superior del tubo una capa de 15 cms.



### 2.16 Tipo de Tubería

Los tipos de tubería serán:

**1. Tubería de PVC SDR-41:**

\* NOVAFORT, HANCOR Y ADS (Cuando cumplan las Normas mínimas de resistencia)

**2. Concreto reforzado en casos especiales.**

**3. Otro tipo de tubería previa aprobación de SANAA.**

Se deberá usar juntas cementadas y junta rápida, para diámetros superiores a 200mm (8") no se usarán juntas cementadas.

### 2.17 Ubicación De La Tubería

La tubería de alcantarillado sanitario irá por en medio de la calle y separada de la tubería de agua potable.

### 2.18 Cajas De Paso Y Terminales De Limpieza

- Se colocarán cajas de paso en las siguientes condiciones:
  - Inicio de cada ramal
  - En distancias mayores de 100 metros.
  - Inicio de cada ramal.
  - En todo cambio de alineamiento horizontal.
  - En todo cambio de alineamiento vertical.
  - Donde converjan dos o más tuberías del sistema.
  - En los puntos donde exista cambio de diámetro o material de la tubería.
- La altura de la caja de paso no será mayor de 2.0 mts. cuando la altura sea mayor de 2.0 mts. usar pozo de visita de Diseño Convencional.

Un proyecto de alcantarillado no convencional no debe abandonarse, debe estar continuamente sometido a monitoreo e inspección, de tal manera que permita reducir los problemas de mantenimiento mayores y genere la experiencia necesaria para modificar nuevamente los criterios de diseño empleados en el proyecto (retroalimentación).

### **2.19 Alcantarillados de Pequeño Diámetro**

Exclusivamente para zonas residenciales y urbano marginales de baja densidad; zonas rurales concentradas (asentamientos); campamentos de refugiados o de tránsito temporal y para zonas costeras. Como requisito indispensable es lograr la participación de la comunidad involucrada (responsabilidades de vigilancia, operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado y limpieza de tanques sépticos).

Los aspectos constructivos del proyecto de alcantarillados de pequeño diámetro, son una mezcla de conducciones que operan a canal abierto y conducciones que operan a presión (por condiciones hidráulicas de capacidad o pendientes adversas), pero en este último caso se debe cuidar que los niveles de descarga de los tanques sépticos a conectar estén a una elevación mayor que la línea de energía de la tubería (gradiente hidráulico).

Las principales características del sistema son:

- Diámetro mínimo 50 mm, dependiendo de caudales de descarga. Los diámetros serán escogidos basados en los caudales máximos obtenidos, pero cumpliendo con un diámetro mínimo.
- Debido al efecto de amortiguamiento del tanque séptico (efecto de embalse), los caudales a conducir son menores que los efectos de descarga directa al alcantarillado (para el caso de una vivienda específica).
- Velocidad mínima, al ser aguas pre sedimentadas no existe velocidad mínima a ser cumplida, por tanto las pendientes se reducen a pendientes mínimas factibles para instalación de tuberías. En algunos casos se puede hasta instalar tubería con pendientes adversas, según condiciones topográficas, pero debe verificarse que el gradiente hidráulico esté por debajo de los niveles de descarga de los tanques sépticos a ser conectados. Esto último permite instalar los conductos a profundidades bajas, reduciendo los costos de construcción.
- Aspectos constructivos, las redes se construirán según criterios constructivos del sistema simplificado (terminales de limpieza, cajas de paso, etc), o bien mediante sistemas combinados entre cajas de paso y accesorios de PVC.

El proyecto final de red de pequeño diámetro deberá estar precedido de un análisis económico que justifique su ejecución, examinando además de los costos directos de construcción, los costos anuales por operación y mantenimiento, incluyendo los costos por limpieza de tanques sépticos periódica (3 a 5 años). Esta última actividad es estrictamente indispensable, ya que el éxito de los reducidos costos de mantenimiento será la vigilancia y limpieza periódica de los tanques sépticos de las casas.

Este sistema de disposición de aguas residuales, requiere de una participación activa de la comunidad, no solo en la construcción, sino y principalmente en la vigilancia y el mantenimiento de la red.

## **2.20 Criterios de diseño**

El diseño se basa en criterios de máxima capacidad y análisis hidráulico del conducto; los criterios de velocidad y fuerza tractiva mínima no son tomados en consideración ya que estos sistemas conducen aguas sedimentadas.

Caudales máximos de diseño:

Una de las particularidades de estos sistemas es que los caudales máximos instantáneos son menores a los obtenidos, debido al efecto del embalse en los tanques sépticos y tanques interceptores comunitarios.

De acuerdo a investigaciones realizadas se llegó a la conclusión que para residencias con abastecimiento de agua continuo, y un tanque séptico o interceptor cuya área superficial sea igual o mayor a  $3.25 \text{ m}^2$ , el caudal pico de diseño será de 2.5 litros/minuto por vivienda, para una conexión a gravedad.

Para poblaciones con dotaciones bajas de agua potable (100 – 180 l/hab/día), y viviendas con tanque séptico e interceptor, se obtuvo un aporte pico máximo que vario de 2.2 a 2.7 l/minuto/vivienda, o 0.0069 a 0.0082 l/seg/persona, para áreas de tanque que oscilaban de 1.8 a  $2 \text{ m}^2$ , esto de acuerdo a investigaciones posteriores.

Debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- No aceptar bajo ningún punto la conexión de aguas pluviales al alcantarillado sanitario.
- La construcción del sistema debe garantizar una afluencia pequeña de aguas de infiltración al alcantarillado. Algunos autores recomiendan utilizar un factor de 4 litros/minuto/vivienda para ver tanto el caudal pico como la posible infiltración de aguas a la red de alcantarillado y las conexiones ilícitas inevitables.
- Como se conducirán aguas efluentes de tanques sépticos, las condiciones anaeróbicas en la red de alcantarillado estarán presentes, por lo que es muy posible la generación de corrosión en los conductos. Por lo que se recomienda el uso de PVC para los conductos.
- Los tanques sépticos estarán provistos de tuberías de ventilación que permitan la evacuación de gases, y evitar que los mismos se escapen por las tuberías de alcantarillado.

## **2.21 Ecuaciones de diseño:**

Utilizar la ecuación de Hazen Williams o la de Manning, para coeficientes de 130 a 150 y de 0.13 a 0.15, respectivamente. En los tramos de conducción, en donde el conducto operará a presión (pendiente adversa, sifones), se recomienda el uso de la

ecuación de Hazen Williams, mientras que donde operará a canal abierto, se utilizará la ecuación de Manning.

Para establecer el punto a partir del cual inicia el sistema a presión, se deberán obtener las alturas de agua (Y) en el conducto, si su valor sobrepasa el diámetro del tubo, la condición a presión será inminente. Se recomienda iniciar el diseño a partir de la ecuación de Hazen Williams.

## **2.22 Elementos constructivos de la red:**

Serán: terminales de limpieza pero con tapón roscado en aquellas zonas en las cuales el alcantarillado operará a presión; cajas de paso; interconexiones de tuberías mediante accesorios de PVC; cajas de registro o pozos de registro únicamente a cada 400 o 500 m, en tramos rectos y en aquellas zonas en las cuales el sistema operará a gravedad (depende del arreglo de red).

La profundidad mínima de instalación del tubo deberá ser específica para cada caso en particular:

Alamedas (zonas verde para peatones), aceras o conductos en condominio (patios de casas) en donde no existirá nunca el tránsito de vehículos, la profundidad puede ser de 0.20 a 0.50 sobre la corona del tubo, regido exclusivamente por el gradiente de energía del conducto en operación y los niveles de descarga de los tanques sépticos.

En paso de calles con tránsito de automóviles, en donde se regula de antemano que no existirá tránsito de camiones o vehículos pesados, la profundidad podría ser de 0.60 a 0.90 sobre la corona del tubo. Siempre deben verificarse las cargas dinámicas y la resistencia del material, con el fabricante de la tubería.

Para calles o carreteras sin restricción de tránsito de vehículos, la profundidad mínima será de 1.0 m o mayor, según el material del conducto (seguir recomendación del fabricante).

Los materiales de las tuberías podrían variar de acuerdo a las condiciones de cada localidad o región. Es importante recordar que en aquellos tramos en los cuales el conducto operará a presión, aun en zonas de carga energética tan bajas como 0.20 mca, se requiere la instalación de tuberías a presión, debido a que los accesorios (principalmente uniones de tuberías y accesorios) de tuberías especificadas para alcantarillado sanitario PVC, de concreto o de cerámica vitrificada no soportan presiones y se provocaría una fuga continua del agua residual. Siendo mas critica en los alcantarillados de pequeño diámetro, cuyas profundidades de instalación son bajas.

Para profundidades bajas de colocación del tubo ( $< 0.90$  m), las cajas de registro deberán tener contratapa y ventilación para evitar molestias al público por malos olores.

## **CAPITULO III**

### **NORMAS PARA ESTUDIOS DE INGENIERIA BASICA**

#### **3.1 Generalidades**

El propósito de los estudios de ingeniería básica es desarrollar información adicional para que los diseños definitivos puedan concebirse con una mayor de grado de seguridad. Entre los trabajos que se pueden realizar a este nivel se encuentran:

1. Estudios adicionales de caracterización de las aguas residuales o desechos industriales que puedan requerirse, para desarrollar datos que tengan un mejor grado de confianza. En estos estudios se deben realizar evaluaciones adicionales en industrias que en el proceso hayan introducido cambios y mejoras en la tecnología del proceso industrial o la recuperación y reciclaje de subproductos.
2. Estudios geológicos y geotécnicos que son necesariamente requeridos para los diseños de cimentaciones de las diferentes unidades de la planta de tratamiento. Los estudios de mecánica de suelos son de particular importancia en el diseño de sistemas de lagunas de estabilización, específicamente para el diseño de los diques, impermeabilización de fondo y movimiento de tierras en general.
3. De mayor importancia, sobre todo para ciudades de gran tamaño y con procesos de tratamiento biológico, son los estudios de tratabilidad, para una o varias de las descargas de aguas residuales domésticas o industriales.

La finalidad de los estudios de tratabilidad biológica es determinar en forma experimental el comportamiento de la biomasa que llevará a cabo el trabajo de biodegradación de la materia orgánica, frente a diferentes condiciones climáticas y de alimentación. En algunas circunstancias se tratará de determinar el comportamiento del proceso de tratamiento, frente a sustancias inhibidoras o tóxicas. Los resultados más importantes de estos estudios son:

- Las constantes cinéticas de biodegradación y mortalidad de bacterias
- Los requisitos de energía (oxígeno) del proceso
- La cantidad de biomasa producida, la misma que debe tratarse y disponerse posteriormente y,
- Las condiciones ambientales de diseño de los diferentes procesos

Estos deben llevarse a cabo obligatoriamente para ciudades con una población actual por encima de los 30 000 habitantes y otras de menor tamaño que la entidad responsable (a determinarse) considere de importancia por aspectos como: su posibilidad de crecimiento, el uso inmediato de aguas del cuerpo receptor, la presencia de descargas industriales, etc. En la misma forma se deberán llevar a cabo para desechos de industrias que por su tamaño y naturaleza del desecho sean importantes y vayan a realizar tratamientos individuales.

Los estudios de tratabilidad podrán llevarse a cabo en plantas a escala de laboratorio, con una capacidad de alrededor de 40 l/d o plantas a escala piloto con una capacidad de alrededor de 40-60 m<sup>3</sup>/d. el tipo, tamaño y secuencia de los estudios se determinarán de acuerdo con las condiciones específica del desecho.

4. Para los procesos de lodos activados, incluyendo las zanjas de oxidación y lagunas aireadas, se establecerán, por lo menos tres condiciones de operación “edad de lodo” a fin de cubrir un intervalo de valores entre las condiciones iniciales a finales de operación. En estos estudios se efectuarán todas las mediciones y determinaciones necesarias para validar los resultados con balances adecuados de energía (oxígeno) y nutrientes.
5. Para los procesos de filtros biológicos se establecerán por lo menos tres condiciones de operación de “carga orgánica volumétrica” para el mismo criterio anteriormente indicado.
6. La tratabilidad para lagunas de estabilización se efectuará en una laguna cercana, en caso de existir. Se calibrará el modelo de temperaturas y se procesarán los datos meteorológicos de la estación más cercana, para simulación de temperaturas. Adicionalmente se determinará, en forma experimental, el coeficiente de mortalidad de coliformes fecales.
7. Para desechos industriales, se determinará el tipo de tratabilidad biológica o físico-química que sea requerida de acuerdo, con la naturaleza del desecho.
8. Cuando se considere conveniente se realizarán en forma adicional, estudios de tratabilidad inorgánica para desarrollar criterios de diseño de otros procesos, como por ejemplo:
  - Ensayos de sedimentación en columnas para diseño de sedimentación primaria.
  - Ensayos de sedimentación y espesamiento para diseño de sedimentadores secundarios.
  - Ensayos de dosificación química para neutralización
  - Pruebas de jarras para tratamiento físico-químico y,
  - Ensayos de tratabilidad para varias concentraciones de desechos peligrosos.

## **CAPITULO IV**

### **SELECCIÓN DE TECNOLOGIAS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**

#### **4.1 Generalidades**

La planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), es una unidad o serie de unidades destinadas a condicionar las aguas residuales de tal forma que los efectos en los cuerpos de agua receptores sean compatibles con las exigencias legales y el uso del agua, aguas abajo del punto de descarga.

Es importante para realizar la selección del tipo de PTAR a utilizar, primero determinar en base a la prioridad o requerimiento establecido que es lo que deseamos proteger y en base a esto escoger los parámetros a reducir. Los tres (3) campos a considerar y los parámetros a reducir pueden ser los siguientes:

<b>Objetivo</b>	<b>Parámetros</b>
Salud	E. Coli (Coliformes)
Aspecto Y Medio Ambiente	DBO <sub>5</sub> , SS
Cuerpos Receptores	Nutrientes (N y P)

Para el desarrollo de los proyectos hidráulico-sanitarios de una PTAR, se debe considerar y conocer como mínimo los siguientes elementos:

1. El informe del proyecto de la red de alcantarillado del área o ciudad a beneficiar.
2. Población contribuyente a la PTAR, al inicio, al fin y en etapas intermedias del proyecto.
3. Los caudales de aguas residuales relativos a la población contribuyente a la PTAR
4. La localización, clasificación y concentración industrial en el área contribuyente a la PTAR.
5. Los caudales de aguas residuales de origen industrial para las varias etapas del proyecto.
6. Las características previstas para las aguas residuales afluentes a la PTAR.
7. Las exigencias legales sobre lanzamiento y disposición final de aguas residuales tratadas.
8. El o los punto (s) de lanzamiento y el o los respectivo (s) cuerpo (s) receptor (es) definidos en el proyecto de red de alcantarillado.
9. Los planes y programas de usos del agua en la región, que pueden ser afectados por el lanzamiento de aguas residuales.
10. Las características de calidad de agua del cuerpo receptor que son alteradas por el lanzamiento de aguas residuales.
11. El régimen de escurrimiento y/o circulación de las aguas del cuerpo receptor.
12. Las áreas y características topográficas disponibles para la construcción de la PTAR y el precio del terreno.
13. Sondajes de reconocimiento del subsuelo en el área de la PTAR.
14. Levantamiento topográfico del área disponible, con curvas de nivel de metro en metro y escala 1:500.
15. Cota de inundación máxima del cuerpo receptor, o el régimen de mareas.



Para el desarrollo de los proyectos hidráulico-sanitarios de la PTAR es necesario realizar las siguientes actividades:

1. Seleccionar e interpretar los elementos disponibles para el proyecto.
2. Determinar el grado de tratamiento necesario.
3. Definir las alternativas de tratamiento, para la fase líquida y la fase sólida.
4. Seleccionar los parámetros de diseño de la PTAR y determinar los valores a utilizar.
5. Predimensionar las unidades de las operaciones y procesos elegidos.
6. Elaborar la disposición en planta de las diversas unidades.
7. Elaborar el perfil hidráulico preliminar para las diversas alternativas.
8. Evaluar los costos totales para las diversas alternativas.
9. Efectuar una comparación técnico-económica y escoger la alternativa.
10. Dimensionar y diseñar en definitiva las diversas unidades y obras complementarias.
11. Escoger los equipos y especificar sus características, especialmente aquellas que interfieren con el proyecto hidráulico-sanitario.
12. Ajustar la disposición en planta tomando en cuenta la circulación de personas y vehículos, como también el proyecto arquitectónico-paisajístico.
13. Elaborar el perfil hidráulico de acuerdo a la disposición en planta finalmente adoptada y ajustada.

Algunas consideraciones generales que deben tomarse en cuenta:

- El proyecto de la PTAR se realizará solamente cuando exista red de alcantarillado o cuando la red este siendo planificado conjuntamente con la PTAR.
- Toda PTAR debe contar con un cerco perimetral para evitar el ingreso de personal no requerido en la operación y mantenimiento del sistema.
- En el ingreso de la PTAR se debe colocar una obra de derivación de caudal para garantizar que esta trabaje con el caudal de diseño.
- Se debe elaborar el manual de operación y mantenimiento de la PTAR.

#### **4.2 Preselección**

La elección entre los posibles sistemas de depuración, debe pasar por una primera etapa de preselección, donde según las circunstancias específicas de cada lugar: población de cálculo (campo poblacional de aplicación, Tabla 4.1), superficie disponible (necesidades de superficie, Tabla 4.2), grado de depuración exigido (Legislación sobre los vertidos), limitaciones económicas tanto en construcción como explotación, tipo de agua residual a tratar, y otras características propias de cada lugar, haga viables o desechables algunas de las alternativas propuestas.

A continuación se presenta en las Tablas 4.1 y 4.2, los campos poblacionales de aplicación y la superficie necesaria por habitante para cada una de las alternativas posibles.

**TABLA 4.1**  
**Campo poblacional de aplicación de las diferentes alternativas de depuración**

Alternativa	Población equivalente							
	100	200	500	1000	2000	5000	10000	> 10000
Fosa séptica	+++	++	+					
Tanque Imhoff	+++	+++	++	+				
Zanja filtrante	+++	+++	+++	++	++	-		
Lecho filtrante	+++	+++	+++	++	++	-		
Filtro de arena	+++	+++	+++	++	+			
Lecho de turba	++	+++	+++	+++	+++	--	+	
Pozo filtrante	+++	+++	+++	++	++	-		
Filtro verde	+	++	+++	+++	+++	--	++	+
Lecho de juncos	+	++	+++	+++	+++	--	+	+
Filtración rápida	+	++	+++	+++	+++	--	+	+
Esc. Superficial	++	+++	+++	+++	++	-	+	+
Lag. aireada			+	++	---	---	+++	+++
Lag. Aerobia	+	+	++	+++	+++	---	++	++
Lag. Facultativa	+	++	+++	+++	+++	---	++	++
Lag. Anaerobia	++	++	+++	+++	+++	---	+++	++
Lag. Anaerobia modificada				++	++	---	+++	++
Lecho bacteriano	+	++	+++	+++	++	--	++	++
Biodisco			+	+	++	---	+++	+++
Aireación prolongada	++	++	+++	+++	+++	---	+++	++
Canal de oxidación				++	+++	---	+++	+++
Trat. Físico-químico		+	+	++	+++	---	+++	++

(+): poco, (++): medio, (+++): mucho.

**TABLA 4.2**  
**Superficie necesaria en cada alternativa**

<b>Alternativas</b>	<b>Superficie necesaria (m<sup>2</sup>/hab)</b>
Fosa séptica	0.1 – 0.5
Tanque Imhoff	0.05 – 0.1
Zanja filtrante	6 – 66
Lecho filtrante	2 – 25
Filtro de arena	1 – 9
Lecho de turba	0.6 – 1
Pozo filtrante	1 – 14
Filtro verde	12 – 110
Lecho de juncos	2 – 8
Infiltración rápida	2 – 22
Esc. Superficial	5 – 15
Laguna aireada	1 – 3
Laguna aerobia	4 – 8
Laguna facultativa	2 – 20
Laguna anaerobia	1 – 3
Laguna anaerobia + facultativa	2 – 12
Laguna anaerobia modificada	1 - 5
Lecho bacteriano	0.5 – 0.7
Biodisco	0.5 – 0.7
Aireación prolongada	0.2 – 1
Canal de oxidación	1.2 – 1.8
Tratamiento físico químico	0.1 – 0.2

Concluida la etapa de preselección, restarán aquellas soluciones de tratamiento que se consideren viables. Una segunda etapa de selección nos permitirá conocer de forma razonada y justificada las soluciones mas validas.

#### **4.3 Criterios De Selección De Alternativas De Depuración:**

Para establecer unos criterios de selección entre las diferentes alternativas posibles, resulta necesaria la comparación de diversos aspectos. Se han considerado los siguientes:

- Superficie necesaria
- Simplicidad de construcción:
  - Movimiento de tierras
  - Obra civil
  - Equipos
- Mantenimiento y explotación:
  - Simplicidad de funcionamiento
  - Necesidad de personal
  - Duración de control

Frecuencia de control

- Costos de construcción
- Costos de explotación y mantenimiento
- Rendimientos:
  - \* DQO                               \* Nitrógeno total
  - \* DBO                               \* Fósforo total
  - \* SS                                 \* Coliformes
- Estabilidad:
  - Efecto de la temperatura
  - Turbidez del efluente
  - Variación de caudal y carga
- Impacto ambiental:
  - Molestia de olores
  - Molestia de ruidos
  - Molestia de insectos
  - Integración con el entorno
  - Riesgos para la salud
  - Efectos en el suelo
- Producción de lodos

#### **4.4 Variables a tomar en cuenta:**

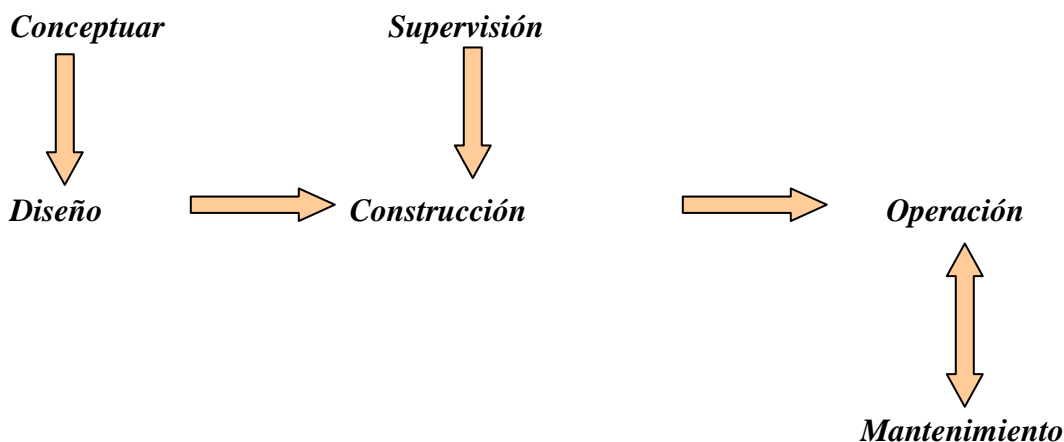
- Clima
- Temperatura
- Costumbres de la población
- Área disponible
- Ubicación
- Topografía
- Cuerpo receptor
- Servicios de agua potable, energía eléctrica con los que cuenta la población
- Costo del diseño y la construcción
- Costo de operación y mantenimiento
- Capacidad técnica para la operación y mantenimiento
- Caudal a servir (de acuerdo a la población)
- Normas vigentes de vertido
- Aprovechamiento de los subproductos

#### 4.5 Parámetros Técnicos A Considerar:

Para definir el sistema de tratamiento de aguas residuales adecuado (alcanzar objetivos esperados al menor costo y mayor beneficio) se recomienda tomar en cuenta la siguiente información:

- Realizar los muestreos, ensayos y análisis que se consideren necesarios
- Realizar aforo de las aguas residuales a tratar
- Definir eficiencia de tratabilidad esperada
- Identificar el presupuesto económico disponible
- Identificar y prever área disponible y su ubicación
- Tomar en cuenta aspectos climáticos y topográficos
- Tomar en cuenta las leyes y normas vigentes relacionadas con temas ambientales
- Realizar un estudio previo de factibilidad considerando entre otras como mínimo la siguiente información:
  - Población a servir (población equivalente)
  - Dotación prevista
  - Carga contaminante prevista y sus características
  - Caudal mínimo de aguas residuales
  - Caudal máximo de aguas residuales

#### 4.6 Proceso Lógico Que Debe Llevar Una PTAR (Planta De Tratamiento De Aguas Residuales):



## **CAPITULO V**

### **PROCESOS DE TRATAMIENTO**

#### **5.1 Generalidades**

Los fenómenos actuantes en la formulación de las aguas residuales deberán actuar en forma inversa en los procesos de tratamiento.

En función de estos fenómenos y de la misma forma en que los poluentes contenidos en las aguas residuales son de naturaleza física, química y / o biológica, los procesos de tratamiento pueden ser clasificados en:

- Procesos físicos
- Procesos químicos
- Procesos biológicos

#### **5.2 Procesos Físicos**

Los procesos físicos son así definidos debido a que predominan fenómenos físicos adoptados por un sistema o dispositivo de tratamiento de las aguas residuales.

Se caracterizan estos fenómenos principalmente en los procesos de remoción de las sustancias físicamente separables de los líquidos o que no se encuentran disueltas.

Básicamente tienen por finalidad separar las sustancias en suspensión en las aguas residuales; en este caso se incluyen:

- a) Remoción de sólidos groseros
- b) Remoción de sólidos sedimentables
- c) Remoción de sólidos flotantes

Mas cualquier otro proceso en que predominan los fenómenos físicos constituyen un proceso físico de tratamiento como:

- d) Remoción de humedad de lodo
- e) Filtración de las aguas residuales
- f) Incineración de lodo
- g) Dilución de las aguas residuales
- h) Homogenización de las aguas residuales

#### **5.3 Procesos Químicos**

Son los procesos en que se utilizan productos químicos y son raramente adoptados aisladamente. La necesidad de utilización de productos químicos ha sido la principal causa de la menor aplicación de este proceso. Es utilizado cuando el empleo de procesos físicos y biológicos no atienden o no actúan eficientemente en las características que se desean reducir o remover.

Los procesos químicos comúnmente adoptados en el tratamiento de las aguas residuales son:

- a) Floculación

- b) Precipitación Química
- c) Oxidación Química
- d) Cloración
- e) Neutralización o corrección del pH.

#### **5.4 Procesos Biológicos**

Son considerados como procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales, los procesos que dependen de la acción de microorganismos presentes en las aguas residuales. Los fenómenos inherentes a la respiración y a la alimentación son predominantes en la transformación de los componentes complejos en compuestos simples, tales como: sales minerales, gas carbónico y otros.

Los procesos biológicos de tratamiento procuran reproducir en dispositivos racionalmente proyectados, los fenómenos biológicos observados en la naturaleza condicionándolos en área y tiempo económicamente justificables.

Los procesos biológicos se dividen en:

- Procesos biológicos Aerobios
- Procesos biológicos Anaerobios

Los principales procesos biológicos de tratamiento son:

- a) Oxidación Biológica (Lodos activados, filtros biológicos o percoladores, zanjas de oxidación y lagunas de estabilización.
- b) Digestión de lodo (Aerobia y Anaerobia)

#### **Consideración**

Relación DBO / DQO

> 0.60 Residuo biológicamente tratable

= 0.20 Residuo biológico parcialmente tratable

< 0.20 Residuo biológico no tratable

## CAPITULO VI TIPOS DE TRATAMIENTO

### 6.1 Generalidades

En la actualidad se conoce un gran número de procesos de tratamiento de aguas residuales, cuya aplicación está relacionada o depende de las características del desecho y del grado de tratamiento requerido entre otras cosas.

**TABLA 6.1**  
**Requerimientos de Pre tratamiento y Tratamiento Primario para los Procesos Biológicos**

<i>Características</i>	<i>Tratamiento</i>
Sólidos suspendidos	Enlagunamiento, sedimentación y flotación
Grasa y aceite	Tanque desgrasador o separador gravedad
Metales pesados	Precipitación, intercambio iónico o procesos de membrana
Alcalinidad en exceso	Neutralización
Acidez	Neutralización
Sulfuros	Precipitación o desorción
Demanda bioquímica de oxígeno muy variable	Regulación

**TABLA 6.2**  
**Procesos Usuales En El Tratamiento De Aguas Residuales**

<i>Contaminante</i>	<i>Procesos</i>
Materia orgánica biodegradable (DBO <sub>5</sub> )	Biológico aerobio: Lodo activado, filtro rociador, disco rotatorio, lagunas aireadas, lagunas de estabilización. Biológico anaerobio: Lagunas anaerobias.
Sólidos suspendidos (SS)	Cribado, sedimentación, flotación
Materia orgánica refractaria (DQO, COT)	Adsorción en carbón, disposición en pozos profundos
Nitrógeno	Lagunas de maduración, desorción de amoníaco, nitrificación y desnitrificación, intercambio iónico.
Fósforo	Precipitación con cal, Al o Fe, coprecipitación biológica, intercambio iónico.
Metales pesados	Intercambio iónico, precipitación química, procesos de membrana
Sólidos inorgánicos disueltos	Intercambio iónico, ósmosis inversa, electrodiálisis



**TABLA 6.3**

**Panorama general de los métodos de tratamiento de aguas residuales comúnmente empleados**

<i><b>Método</b></i>	<i><b>Problema de contaminación</b></i>	<i><b>Eficiencia</b></i>
Tratamiento mecánico	Remoción de materia suspendida Reducción en la DBO <sub>5</sub>	0.75 – 0.90
Tratamiento biológico	Reducción en la DBO <sub>5</sub>	0.20 – 0.35
Precipitación química [(Al <sub>2</sub> (SO <sub>4</sub> ) <sub>3</sub> o FeCl <sub>3</sub> )]	Remoción de fósforo Reducción en la concentración de metales pesados	0.70 – 0.95 0.65 – 0.95
Precipitación química [Ca(OH) <sub>2</sub> ]	Reducción de la DBO <sub>5</sub> Remoción de fósforo Reducción en la concentración de metales pesados	0.40 – 0.80 0.50 – 0.65 0.85 – 0.95
Nitrificación	Reducción de la DBO <sub>5</sub> Oxidación de amonio a nitrato	0.80 – 0.95 0.50 – 0.70
Absorción con carbón activado	Remoción del COT (sustancias tóxicas) Reducción de la DBO <sub>5</sub>	0.40 – 0.95 0.40 – 0.70
Desnitrificación después de la nitrificación	Remoción de nitrógeno	0.70 – 0.90
Intercambio iónico	Remoción de la DBO <sub>5</sub> (ej. Proteínas) Remoción de fósforo y nitrógeno Remoción de concentración de metales	0.20 – 0.40 0.80 – 0.95 0.80 – 0.95
Oxidación química (ej. Cl <sub>2</sub> )	Oxidación de compuestos tóxicos (ej. CN – N <sub>2</sub> )	0.90 – 0.98
Extracción	Metales pesados y otros compuestos tóxicos	0.50 – 0.95
Osmosis inversa	Elimina contaminantes con alta eficiencia pero es muy cara	
Métodos de desinfección	Reducción de microorganismos	Alta pero de difícil indicación

Tipos de Sistemas para el Tratamiento de Aguas Residuales:

- Tratamiento Preliminar o Pretratamiento
- Tratamiento Primario
- Tratamiento Secundario
- Tratamiento Terciario

## 6.2 Tratamiento Preliminar o Pre tratamiento

Se emplea para la remoción de sólidos flotantes y suspendidos, grasa y aceite, y en la neutralización de las aguas.

- a) Rejas o criba de barras
- b) Desengrasador
- c) Desarenador
- d) Medidor y cajas distribuidoras de caudal

### 6.2.1 Cribas

Las Cribas tienen la finalidad de proteger las bombas y otras unidades de la planta contra el atascamiento por sólidos gruesos y material fibroso. Aún en los procesos de pretratamiento y de tratamiento más simple como las lagunas, son indispensables para impedir la obstrucción de vertederos, facilidades de división de flujo y la formación de natas, de manera que deben utilizarse en toda planta de tratamiento.

Para el diseño de las cribas de rejas se tomarán en cuenta las siguientes recomendaciones:

- 1) Se utilizarán barras de sección rectangular de 5 a 15 mm de espesor por 30 a 75 mm. En general las cribas de rejas gruesas tienen una sección mínima de 6 x 40 mm y máxima de 13 x 60 mm. Las dimensiones a escogerse dependen de la longitud de las barras y del mecanismo de limpieza.
- 2) El espaciamiento entre barras varía entre 25 y 50 mm. Para ciudades con un sistema inadecuado de recolección de basura se recomienda un espaciamiento no mayor de 25 mm debido a que se arroja una gran cantidad de basura al sistema de alcantarillado.
- 3) Las dimensiones y espaciamiento entre barras se escogerán de modo que la velocidad del canal antes de y a través de las barras sea adecuada. La velocidad a través de las barras limpias debe mantenerse entre 0.40 y 0.75 m/s (basado en el caudal medio). Las velocidades deben determinarse para caudales mínimos, medio y máximo.
- 4) Determinadas las dimensiones se procederá a calcular la velocidad del canal antes de las barras, la misma que debe mantenerse entre 0.30 y 0.60 m/s, siendo 0.45 m/s un valor comúnmente utilizado.
- 5) Para la determinación del perfil hidráulico se calculará (usando una de las correlaciones comúnmente aceptadas) la pérdida de carga a través de las cribas, para condiciones de caudal medio y 50% del área obstruida. La profundidad de flujo en el canal antes de las cribas y el borde libre se comprobarán para condiciones de caudal máximo y 50% del área de cribas obstruida.
- 6) El ángulo de la inclinación de las barras será entre 44 y 60 grados con respecto a la horizontal.
- 7) En general la cantidad de material retenido en las cribas con aberturas del orden de 25 mm está comprendido entre 0.015 y 0.030 litros por m<sup>3</sup> de agua residual. Para otras aberturas se determinará la cantidad de material cribado de acuerdo al cuadro que se indica a continuación:

<u>Abertura, mm</u>	<u>Cantidad, l/m<sup>3</sup></u>
20	0.038
25	0.023
35	0.012
40	0.009

Para facilitar la instalación y el mantenimiento en las cribas de limpieza manual, las rejas serán instaladas en guías laterales con perfiles metálicos en “U”, descansando en el fondo sobre un perfil “L” o sobre un tope formado por una pequeña grada de hormigón.

**Pueden ser según su funcionamiento:**

Mecanizadas (cuando la cantidad lo justifique)  
Manuales

**Según su abertura:**

Gruesas 40-100 mm ó mas grandes  
Medias 20-40 mm  
Finas 10-20 mm

Las más utilizadas son las de 25 mm, la inclinación de las barras para limpieza debe estar en un ángulo de 30°-60°.

El canal se diseña para el caudal máximo horario.

Velocidad mínima: 0.40 m / s

Velocidad máxima: 0.75 m / s

## **6.2.2 Desengrasador**

Los desengrasadores son tanques de permanencia corta en los cuales se permite flotar a la superficie las partículas con gravedad específica menor que la del agua. Estos tanques se deben usar en los casos de presencia de desechos industriales con grandes cantidades de aceites y grasas. Para la remoción de aceites animales o minerales (hidrocarburos), con una densidad de alrededor de 0.80 kg/l, se debe proveer una permanencia de 3 minutos en las pequeñas unidades (de hasta 10 l/s), de 4 minutos en las unidades de tamaño mediano (de 10 a 20 l/s) y de 5 minutos en las unidades de mayor tamaño. La carga superficial recomendada es de 4 l/(s.m<sup>2</sup>) y el área se determina para el caudal máximo horario. Los desengrasadores son generalmente de forma rectangular, con una relación largo / ancho de 1.8 a 1.0. En muchos casos se emplea el diseño con un ancho creciente hacia la salida y el fondo debe ser inclinado hacia la salida, para evitar la acumulación de la arena.

Se utiliza ya que perturban el proceso de digestión de lodos y la DQO se incrementa en 20% a 30%.

Q (l/s)	Tr (minutos)
< 10	3
10-20	4
>20	5

Es preferible ubicarlos en lugares sombreados para mantener bajas temperaturas en su interior. Para determinar su capacidad se considerará, en general, el doble de la cantidad de líquidos que entra durante la hora de máximo gasto del influente.

### 6.2.3 Desarenador

Se proyectarán desarenadores con la finalidad de proteger a las unidades que están aguas abajo contra la acumulación de arena, detritos y otros materiales inertes y también a las bombas contra desgaste. La inclusión de desarenadores es obligatoria en las plantas que tienen sedimentadores y digestores. Para sistemas de lagunas de estabilización el uso de desarenadores es opcional y podrán no ser empleados, dejando espacio adicional para la acumulación de arena en el fondo. Se utilizan para remover partículas de diámetro mayor o igual a 0.20 mm y una densidad de 2.65 gr/cm<sup>3</sup>.

Mantener la velocidad de flujo entre 0.24 – 0.36 m/s

La tasa de aplicación puede estar entre 25 y 50 m<sup>3</sup>/ (m<sup>2</sup>.h), con un promedio recomendado de 40, basado en el caudal máximo horario.

El canal se diseña para el caudal máximo horario

La relación entre el largo (L) y altura (lámina) del agua H mayor o igual a 25

La altura del agua y borde libre debe comprobarse para el caudal máximo horario

Se deben proveer dos unidades como mínimo. La velocidad debe comprobarse para el caudal medio y diseñarse varias unidades según sea necesario.

### 6.2.4 Medidor y Cajas Distribuidoras de Caudal

Después de las cribas y desarenadores se debe incluir de forma obligatoria, un medidor de caudal en canal abierto, pudiendo ser del tipo Parshall o Palmer Bowlus y vertederos ya sean rectangulares, triangulares y trapezoidales. El propósito de esta facilidad es proveer datos históricos sobre el caudal y sus variaciones, para desarrollar criterios de diseño para futuras ampliaciones y para evaluación del funcionamiento de los procesos de tratamiento. No se recomienda la instalación de vertederos, ya que se llenan de arena y obstruyen con material flotante.

**6.2.4.1 Vertederos rectangulares.** Un vertedero rectangular es una estructura de rebose con una entalladura, la cual se coloca transversalmente en el canal y perpendicular a la dirección del flujo. Si la vena líquida es contraída por efecto del vertedero, éste es denominado vertedero con contracción. Si se amplía la longitud de la cresta, de manera que coincida con la anchura del canal quedan suprimidas las contracciones laterales y el vertedero es sin contracción lateral.

La ecuación general a usar para el cálculo de la descarga de un vertedero rectangular es:

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{2g} L h^{3/2} \quad (6.1)$$

Donde:

$Q$  = descarga,  $m^3/s$

$C_d$  = coeficiente de descarga

$g$  = aceleración de la gravedad,  $9.81 \text{ m/s}^2$

$L$  = longitud de la cresta del vertedero,  $m$

$h$  = carga sobre la cresta del vertedero (diferencia entre las cotas de la cresta y del agua en un punto situado aguas arriba del comienzo de la curva de descenso),  $m$

Para vertederos con contracción, despreciando la velocidad de aproximación, la ecuación de Francis (desarrollada en 1823 y la más usada en la estimación del caudal descargado en vertederos rectangulares) es:

$$Q = 1.84(L - 0.1nh)h^{3/2} \quad (6.2)$$

Donde:

$Q$  = descarga,  $m^3/s$

$C_d$  = coeficiente de descarga = 0.622

$g$  = aceleración de la gravedad,  $9.81 \text{ m/s}^2$

$L$  = longitud de la cresta del vertedero,  $m$

$n$  = número de contracciones laterales

$h$  = carga sobre la cresta del vertedero,  $m$

Cuando la velocidad de aproximación del flujo es apreciable, la descarga será mayor que la calculada por medio de la ecuación anterior. Bajo estas condiciones el término de carga  $h$  debe ser corregido para tener en cuenta la velocidad de aproximación. Para vertederos con contracción, la ecuación corregida para la velocidad de aproximación es:

$$Q = 1.84(L - 0.1nh) [(h + h_v)^{3/2} - h_v^{3/2}] \quad (6.3)$$

$h_v$  es la carga debida al valor  $V^2/2g$ .

Cuando el vertedero tenga una o más contracciones, la velocidad de aproximación debe calcularse utilizando la totalidad de la sección transversal del canal; la descarga se determina mediante la ecuación anterior. Generalmente, se puede hacer una estimación suficientemente aproximada del valor de la velocidad para su uso en la ecuación (6.3) utilizando el de la descarga obtenida por aplicación de la ecuación (6.2).

Para vertederos sin contracción, despreciando la velocidad de aproximación, la ecuación de Francis es:

$$Q = 1.84Lh^{3/2} \quad (6.4)$$

Con el fin de evitar la evaluación y uso del término  $h_v$  en la ecuación (6.3), se puede utilizar la ecuación (6.3) con el valor del coeficiente de descarga determinado mediante la siguiente relación propuesta por primera vez por Rehbock en 1911:

$$C_d = 0.605 + \frac{1}{1050h - 3} + \frac{0.08h}{z} \quad (6.5)$$

Donde  $C_d$  = coeficiente de descarga

$h$  = carga sobre la cresta del vertedero, m

$z$  = distancia desde el fondo del canal a la cresta del vertedero, m

Las ecuaciones de los vertederos (ecuaciones (6.2), (6.3) y (6.4)) son, únicamente, de aplicación a vertederos rectangulares de pared delgada con descarga libre cuando:

- La carga  $h$  no es superior a un tercio de la longitud  $L$
- La carga no es inferior a 0.15 ni superior a 0.60 m
- La velocidad de aproximación es de 0.3 m/s o menor
- La altura del vertedero es, al menos, tres veces la de la carga
- La zona existente por debajo del agua que está descargando el vertedero está totalmente aireada, de manera que la presión existente en la cara inferior de la vena líquida es la atmosférica.

**6.2.4.2 Vertederos triangulares.** La expresión básica para el cálculo del caudal descargado por un vertedero triangular es:

$$Q = C_d \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \frac{\theta}{2} h^{1/2} \quad (6.6)$$

Donde  $Q$  = descarga,  $m^3/s$

$C_d$  = coeficiente de descarga (determinado experimentalmente)

$g$  = aceleración de la gravedad,  $9.81 \text{ m/s}^2$

$\theta$  = ángulo de la entalladura

$h$  = altura de carga sobre el vértice de la entalladura, m

Para un vertedero triangular en el que  $\theta$  es  $90^\circ$  (es decir  $\tan \theta/2 = 1$ ) se ha encontrado experimentalmente que la descarga puede calcularse mediante la ecuación:

$$Q = 1.38h^{5/2} \quad (6.7)$$

Para cargas menores a 0.3 m, el valor de  $C_d$  se incrementa dependiendo del ángulo de la entalladura.

6.2.4.3 **Vertederos trapezoidales.** Por lo general se da a los lados una inclinación de 1 (horizontal) a 4 (vertical); debido a que para esta inclinación la pendiente es suficiente para compensar el efecto de las contracciones laterales. Cuando esto se hace así, el vertedero es conocido como vertedero de Cipolletti, cuya ecuación es:

$$Q = 1.859 Lh^{3/2} \quad (6.8)$$

Donde L = longitud de la cresta del vertedero, m

6.2.4.4 **Vertederos sumergidos.** Cuando la superficie del agua en el canal, aguas abajo del vertedero, está más alta que la cresta, se dice que el vertedero está sumergido, anegado. Las mediciones con vertedero sumergido son mucho menos precisas que las realizadas con vertederos con descarga libre. Para cualquier tipo de vertedero sumergido el caudal descargado podía calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$Q = [1 - (h_2/h_1)^n]^{0.385} Q_1$$

$h_1$

Donde Q = caudal de descarga sumergida, m<sup>3</sup>/s

$Q_1$  = caudal de descarga libre, m<sup>3</sup>/s

$h_1$  = altura de carga de aguas arriba, m

$h_2$  = altura de carga de aguas abajo, m

n = exponente en la ecuación de descarga libre  $Q_1 = CH_1^n$  para cada tipo específico de vertedero

6.2.4.5 **Medidor Venturi.** La ecuación utilizada para el cálculo de la descarga a través de un Venturi se deriva de la ecuación de Bernoulli. Para un medidor horizontal, la ecuación apropiada es:

$$Q = \frac{A_1 A_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}}{\sqrt{A_1^2 - A_2^2}} \quad (6.9)$$

Donde  $A_1$  = sección en el extremo aguas arriba, m<sup>2</sup>

$A_2$  = sección de la garganta, m<sup>2</sup>

g = aceleración de la gravedad

$h_1, h_2$  = alturas de presión, m

$H = h_1 - h_2$

6.2.4.6 **Canal de aforo Parshall.** El medidor tipo Venturi solamente puede utilizarse en conductos cerrados a presión. Sin embargo, el mismo principio de Venturi se emplea para la medida de caudales en canales abiertos por medio del aforador Parshall. En funcionamiento en condiciones de flujo libre, éste pasa por la profundidad crítica en la garganta y a, continuación, se forma un resalto hidráulico. Bajo ciertas condiciones de flujo en el canal de aguas abajo, el resalto puede ser sumergido.

Debido a que la anchura de la garganta es constante, la descarga en condiciones de flujo libre puede ser calculada mediante una única medida del calado aguas arriba. Si el canal de aforo funciona en condiciones sumergidas, la determinación de la descarga exige la medida adicional del calado en un punto aguas debajo de la garganta

**6.2.4.7 Canal de aforo Palmer-Bowlus.** El canal de aforo Palmer-Bowlus se desarrolló para medir el caudal en varios tipos de canales. El principio de su funcionamiento es similar al del canal de aforo Parshall. Para que el funcionamiento sea adecuado, el canal de aforo debe actuar como un control hidráulico en el cual se desarrollen condiciones de flujo crítico, lo cual suele conseguirse fácilmente debido a la sobrelevación que se produce aguas arriba del medidor a causa del mismo, y también cuando la descarga del canal de aforo es supercrítica.

Las ventajas del canal de aforo Palmer-Bowlus consisten en que puede instalarse en sistemas ya existentes, la pérdida de carga es pequeña y autolimpiante. Debe tenerse cuidado de evitar que se produzcan pérdidas por debajo del canal de aforo y que se den las condiciones en las que el canal de aforo se encuentre sumergido. Para mantener la precisión del método, el calado aguas arriba no debe exceder 0.9 veces el diámetro de la conducción, y el punto de medida aguas arriba debe estar a una distancia del orden de 0.5 veces el diámetro de la conducción, medida desde la entrada al canal de aforo.

**6.2.4.8 Cajas Distribuidoras de caudal.** La función de estas cajas, es distribuir el efluente que viene del medidor, en partes proporcionales al número de salidas previstas para el proceso. Para que lo anterior se cumpla, todas las salidas deberán colocarse al mismo nivel, en caso contrario se sobrecargarán unas y otras podrán no recibir líquidos. Se recomienda localizar la entrada a 5 cm del fondo de la caja y las salidas a 1 cm del mismo fondo.

El ancho útil de la caja no excederá de 45 cm y su largo se determinará en función del número de salidas, considerando un espacio mínimo de 25 cm entre los ejes de éstas.

### **6.3 Tratamiento Primario**

La finalidad es la remoción de sólidos suspendidos y esto puede ser por medio de sedimentación, filtración, flotación, floculación y precipitación.

- a) Fosa séptica
- b) Tanque Imhoff
- c) Sedimentadores primarios
- d) Tratamiento Anaeróbicos de Flujo Ascendente: Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) y de Lecho Fluidizado.

#### **6.3.1 Fosa Séptica**

El objeto de este tipo de instalaciones es doble: retener las materias orgánicas fermentables hasta su nitrificación, y evacuar el líquido una vez alcanza la nitrificación. Este tipo de tanque se usa para dar soluciones individuales en donde el efluente de la fosa debe disponerse mediante la infiltración superficial o a través de pozos de absorción.



Son condiciones necesarias para garantizar el correcto funcionamiento de las fosas sépticas:

- El contenido de nitrógeno amoniacal no debe sobrepasar los 200 mg/l
- El volumen de agua de dilución incorporado a la fosa por habitante deberá ser superior a los 40 l/día
- Es conveniente que las aguas procedentes de las cocinas sean conducidas de forma previa a la cámara de retención de grasas
- No deben incorporarse residuos sólidos al vertido sobre fosas sépticas. No deben verse productos líquidos o alcalinos utilizados para limpieza o desinfectantes.
- No es aconsejable la incorporación de aguas de lavado que puedan contener fuertes concentraciones de detergentes o lejías.

El volumen útil de un tanque séptico será calculado por la siguiente fórmula:

$$V = N \times [C \times T + (R_1 \times T_A + R_2 \times T_d) \times L_f] \quad (6.10)$$

Donde:

V = volumen útil, en litros

N = número de contribuyentes

C = contribución de Aguas Negras, en lppd

T = periodo de retención, en días ver tabla 6.4

T<sub>A</sub> = periodo de almacenamiento de lodos, mínimo 10 meses o 300 días para efecto de cálculo

T<sub>d</sub> = Periodo de digestión de lodos, para efecto de cálculo considérese 50 días

R<sub>1</sub> = coeficiente de reducción de lodo digerido igual a 0.25

R<sub>2</sub> = coeficiente de reducción de lodo en digestión igual a 0.50

No existiendo datos locales específicos para el problema en cuestión, son utilizados los valores mínimos de la tabla 6.4.

<b>TABLA 6.4.- CONTRIBUCIONES UNITARIAS DE AGUAS NEGRAS Y DE LODO FRESCO POR TIPO DE PREDIO Y OCUPANTE</b>				
Ocupantes permanentes	Predio	Unidad	Contribución (litros/día)	
	Hospitales	Cama	250	1
	Apartamentos	Persona	200	1
	Residencias	Persona	150	1
	Escuelas-internados	Persona	150	1
	Casas populares rurales	Persona	120	1
	Hoteles (sin cocina y lavandería)	Persona	120	1
	Alojamientos provisionales	Persona	80	1

Ocupantes temporales	Fábrica en general	Operario	70	0.30
	Escritorios	Persona	50	0.20
	Edificios públicos o comerciales	Persona	50	0.20
	Escuelas sin internado	Persona	50	0.20
	Restaurante	refrigerio	25	0.10
	Cinemas, teatros y templos	Lugar	2	0.02

Para los tanques sépticos de cámara única y de cámara en serie, los periodos mínimos de retención de residuos son presentados en la tabla 6.5; para los tanques sépticos de cámaras sobrepuestas, el periodo de retención de cámara de decantación es de 2 horas.

TABLA 6.5-TIEMPO DE RETENCION		
Contribución (litros/días)	Periodo de retención	
	Horas	Días (T)
0 a 6000	24	1
6000 a 7000	21	0.875
7000 a 8000	19	0.790
8000 a 9000	18	0.750
9000 a 10000	17	0.710
10000 a 11000	16	0.670
11000 a 12000	15	0.625
12000 a 13000	14	0.585
13000 a 14000	13	0.540
Arriba de 14000	12	0.500

Para tanques sépticos de forma cilíndrica son observadas las siguientes condiciones:

- ✓ Diámetro interno mínimo (d) = 1.10 m
- ✓ Profundidad útil mínima (h) = 1.10 m
- ✓ El diámetro (d) no debe ser superior a dos(2) veces la profundidad útil (h)

Para tanques sépticos de forma prismática rectangular, deben observarse las siguientes condiciones:

- ✓ Ancho interno mínimo (b) = 0.70 m
- ✓ Relación entre compartimiento (L) y ancho (b) =  $2 \leq L/b \leq 4$
- ✓ Profundidad útil mínima (h) = 1.10 m
- ✓ El ancho del tanque (b) no podrá sobrepasar dos veces la profundidad útil (h)

### 6.3.2 Tanque Imhoff

Son tanques de sedimentación primaria en los cuales se incorpora la digestión de lodos en un compartimiento localizado en la parte inferior.

Para el diseño de la zona de sedimentación se considerará un volumen mínimo de 1500 litros, utilizando los siguientes criterios:

- Se determinará el área requerida para el proceso con una carga superficial de  $1 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$
- El periodo de retención nominal será entre 1 a 1.5 horas. Del producto de la carga superficial y el periodo de retención se obtendrá la profundidad.
- Alternativamente se dimensionará la cámara de decantación con una tasa de 30 litros / habitante.
- El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados, hacia la arista central será del 67% al 80%.
- En la arista central se dejará una abertura para el paso de los sólidos de 0.15 m a 0.20 m.
- El borde libre será entre 0.30 m a 0.60 m.
- Las estructuras de entrada y salida, así como otros parámetros de diseño serán los mismos que para los sedimentadores rectangulares convencionales.

Para el diseño del compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (zona de digestión) se considerará un volumen mínimo de 3000 litros, utilizando los siguientes criterios:

- El compartimiento será dimensionado para almacenar lodos durante un periodo de 60 días, al cabo del cual se considera completa la digestión. Para el efecto se determinará la cantidad de sólidos en suspensión removida, en forma similar que para un sedimentador primario. El volumen se determinará considerando la destrucción del 50% de sólidos volátiles, con una densidad de 1.05 kg/l y un contenido promedio de sólidos del 12.5% (al peso)
- Alternativamente se determinará el volumen del compartimiento de lodos considerando un espacio de 60 litros por habitante.
- El fondo del compartimiento tendrá la forma de un tronco de pirámide, cuyas paredes tendrán una inclinación de 30° a 45° con respecto a la horizontal.

Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y las del sedimentador (zona de espumas) se considerará un volumen mínimo de 1500 litros, usando los siguientes criterios:

- El espaciamiento libre será de 0.60 m como mínimo.
- La superficie libre total será por lo menos del 20% y preferiblemente del 30% del área total del compartimiento de digestión.
- Alternativamente se determinará el volumen de la zona de espumas usando una tasa de 30 litros por habitante.

Las facilidades para remoción de lodos digeridos deben ser diseñadas en forma similar que para sedimentadores primarios, considerando que los lodos son retirados para secado intermitente. Para el efecto se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El diámetro mínimo de las tuberías de remoción de lodos será de 20 cm
- La tubería de remoción de lodos debe estar 15 cm por encima del fondo del tanque
- Para remoción hidráulica del lodo se requiere por lo menos una carga se requiere por lo menos una carga hidrostática de 1.50 m

Para dimensionamiento de tanques Imhoff circulares, pueden considerarse las siguientes recomendaciones en lo que tienen relación con el diámetro:

<i>Población contribuyente, habitante</i>	<i>Diámetro, m</i>
250	2.5 – 3.5
500	3.0 – 4.0
750	3.5 – 4.5
1000	4.0 – 5.0
1500	5.0 – 6.0
2000	6.0 – 7.0
2500	7.0 – 8.0

### 6.3.3 Sedimentadores Primarios

Los tanques de sedimentación pequeños deben ser proyectados sin equipos mecánicos. La forma de ellos puede ser rectangular (con varias tolvas de lodos) y circular o cuadrada (con un diámetro máximo de 3.6 m y una tolva de lodos central, como en el caso de los sedimentadores tipo Dormund). En estos casos la inclinación de las paredes de las tolvas de lodos será de por lo menos 60° con respecto a la horizontal. La remoción de lodos es por lo general hidrostática y no requiere de equipos. Los parámetros de diseño son similares a los de sedimentadores con equipos.

Los parámetros de diseño de tanque de sedimentación primaria y sus eficiencias deben idealmente ser determinados experimentalmente. Cuando se diseñen tanques convencionales de sedimentación primaria sin datos experimentales se utilizarán los siguientes criterios:

- Los canales de repartición y entrada a los tanques deben ser diseñados para el caudal máximo horario.
- Los requisitos de área deben determinarse usando cargas superficiales entre 30 y 60 m<sup>3</sup>/d basado en el caudal medio de diseño, lo cual corresponde a una velocidad de sedimentación de 1.25 a 2.5 m/h.

- El periodo de retención nominal será entre 1.5 a 2.5 horas (recomendable < 2 horas), basado en el caudal de diseño.
- La profundidad se obtiene del producto de los dos parámetros antes indicados y deben estar entre 3 y 3.5 m (recomendable 3.0 m)
- La relación largo/ancho debe estar entre 3 y 10 (recomendable 4) y la relación largo/profundidad debe ser igual o menor que 30.
- La carga hidráulica en los vertederos será de 125 a 500 m<sup>3</sup>/d/m (recomendable 250), basado en el caudal medio de diseño.
- Cuando no se disponga de datos experimentales, se usarán los siguientes criterios para determinar las eficiencias de remoción del proceso:

Periodo de retención nominal, h	Porcentajes de remoción recomendados			
	DBO 100-200 mg/l		DBO 200-300 mg/l	
	DBO	SS*	DBO	SS*
0.5	16	32	19	35
1.0	23	45	26	50
1.5	30	50	32	56
2.0	33	53	36	60
3.0	37	58	40	64
4.0	40	60	42	66
6.0	41	61	43	68

\* SS = sólidos en suspensión totales

- El volumen de lodos primarios deben calcularse para las condiciones de operación de cada 5 años y para el final del periodo de diseño (con el caudal medio de diseño), con las remociones de sólidos del proceso y los siguientes datos:

<i>Tipo de lodo primario</i>	<i>Gravedad Específica</i>	<i>Conc. de sólidos</i>	
		<i>Rango</i>	<i>Recomendado</i>
Con Alcantarillado sanitario	1.03	4-12	6
Con Alcantarillado combinado	1.05	4-12	6.5
Con lodo activado de exceso	1.03	3-10	4

- El retiro de lodos del sedimentador debe efectuarse en forma cíclica idealmente a gravedad. En donde no se disponga de carga hidrostática se debe retirar por bombeo en forma cíclica, ya que el tamaño del equipo de bombeo y la velocidad requerida en los conductos, no permiten un flujo constante; por lo cual se debe usar un tipo de bomba adecuado. Para lodo primario se recomiendan en el orden indicado las bombas rotativas de desplazamiento positivo, las bombas diafragma,

las bombas pistón y las bombas centrífugas con impulsor abierto. Para un adecuado funcionamiento a lo largo de la vida de la planta, es recomendable la instalación de motores de velocidad variable e interruptores cíclicos con ciclos de funcionamiento entre 0.5 y 4 horas y tiempos entre arranque y parada por encima de 20 minutos. El sistema de conducción de lodos debe incluir un dispositivo para medición del caudal. Mayores detalles sobre equipos de bombeo de lodos se dan en otra sección de las normas.

- El volumen de la tolva de lodos debe ser comprobado para almacenamiento de los lodos durante el tiempo de fuera de funcionamiento del ciclo. La velocidad en la tubería de salida del lodo primario debe ser por lo menos 0.90 m/s.

El mecanismo de barrido de lodos de tanques rectangulares tendrá una velocidad entre 0.6 y 1.2 m/min, para evitar la formación de corrientes mezcladoras.

Las características de tanques circulares de sedimentación serán las siguientes:

- Profundidad: de 3.0 a 5.0 m
- Diámetro: de 3.6 a 60 m (recomendable de 12 a 45 m)
- Pendiente de fondo: de 6% a 16% (recomendable 8%)

El mecanismo de barrido de lodos de tanques circulares tendrá una velocidad de rotación de 1 a 3 revoluciones por hora, siendo 2 un valor recomendable.

El sistema de entrada al tanque será diseñado en tal forma que garantice la distribución uniforme del líquido a través de la sección transversal y se eviten cortocircuitos.

El sistema de vertederos de salida se diseñara de manera que se evite la formación de corrientes que promuevan el arrastre de sólidos sedimentados.

Se deberá diseñar un sistema de recolección de natas, las que deben recogerse en un pozo especial, para transporte desde allí hasta el proceso de digestión.

La pendiente mínima de la tolva de lodos será 1.7 vertical a 1.0 horizontal. En el caso de sedimentadores rectangulares, cuando la tolva sea demasiado ancha, se deberá proveer un barrenador transversal desde el extremo hasta el punto de extracción de lodos.

#### **6.3.4 Tratamientos Anaeróbicos de Flujo Ascendente**

Estos procesos de tratamiento son una modificación del – Proceso de Contacto Anaeróbico- desarrollado hace varias décadas y consisten en un reactor en el cual el afluente es introducido a través de un sistema de distribución localizado en el fondo y fluye hacia arriba atravesando un medio de contacto anaeróbico. En la parte superior existe una zona de separación de fases y el efluente clarificado sale por la parte superior. Los tiempos de permanencia en estos procesos son relativamente cortos existen básicamente dos tipos de reactores de flujo ascendente los cuales se describen a continuación:

#### 6.3.4.1 Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA):

El desecho fluye hacia arriba a través de una zona de manto de lodos.

Para orientación en los diseños preliminares de plantas con lechos anaeróbicos de manto de lodos, se dan los siguientes parámetros:

- a) cargas de diseño:
  - Entre 10 y 15 kg DBO / ( $\text{m}^3 \cdot \text{d}$ ) para 30 °C
  - Entre 5 y 10 kg DBO/ ( $\text{m}^3 \cdot \text{d}$ ) para 20 °C
  - Entre 2 y 5 kg DBO/ ( $\text{m}^3 \cdot \text{d}$ ) para 15 °C
  - Entre 1 y 3 kg DBO/ ( $\text{m}^3 \cdot \text{d}$ ) para 10 °C
- b) Altura del manto de lodo: entre 2 y 2.5 m
- c) Carga Volumétrica: entre 0.6 y 3.8  $\text{m}^3$  por  $\text{m}^3$  de reactor
- d) Carga hidráulica: entre 0.04 y 0.16 m/h
- e) Tiempo de retención: entre 5 y 17 h.

Para los diseños de estas unidades el proyectista deberá justificar la determinación de valores para los siguientes aspectos:

- a) Eficiencias de remoción la materia orgánica no filtrada, de coliformes y nematodos intestinales.
- b) La cantidad de lodo biológico producido y la forma de disposición final.
- c) El diseño de los orificios de distribución en el fondo.
- d) La cantidad de gas producida y los dispositivos para control y manejo
- e) Los requisitos mínimos de postratamiento.
- f) Para este tipo de proceso será indispensable la presentación de un manual de operación y mantenimiento, con indicación de los parámetros de control del proceso, el dimensionamiento del personal y las calificaciones mínimas del personal de operación y mantenimiento.

#### 6.3.4.2 Lechos Anaeróbicos Fluidizados (de material granular)

El de lecho fluidizado, en el cual el medio de contacto es un material granular (normalmente arena). El afluente se aplica en el fondo a una tasa controlada (generalmente se requiere de recirculación) para producir la fluidización del medio de contacto y la biomasa se desarrolla alrededor de los granos del medio.

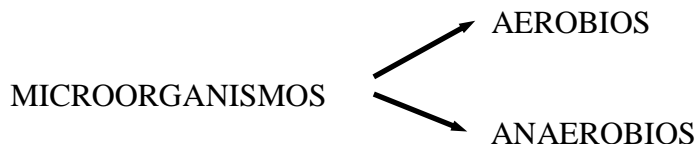
Para orientación en los diseños preliminares de plantas con lechos anaeróbicos fluidizados (de material granular), se dan los siguientes parámetros:

- a) El tratamiento previo debe ser cribas y desarenadores
- b) Carga orgánica: entre 1.6 y 4.8 kg DBO/( $\text{m}^3 \cdot \text{d}$ )
- c) Medio de contacto: partículas de 0.5 a 1 mm. de diámetro, con densidades entre 1.3 y 3  $\text{g}/\text{cm}^3$ . Son preferibles las partículas de baja densidad.
- d) Expansión del lecho: del 5 al 20%.
- e) Distribución uniforme del flujo

- f) Se requiere la recirculación del efluente para mantener un grado uniforme de expansión.

#### 6.4 Tratamiento Secundario

La finalidad es la remoción de material coloidal y en suspensión, para esto al utilizar procesos biológicos se aprovecha la acción de microorganismos presentes en las aguas residuales, los mismos que en su proceso de alimentación degradan la materia orgánica convirtiéndola en materia celular, productos inorgánicos o material inerte.



Los tratamientos secundarios a diseñarse serán preferiblemente de tipo biológico. Entre ellos se pueden seleccionar aquellos que utilicen biomasa en suspensión y aquellos que utilicen biomasa adherida. La selección del tipo de tratamiento deberá estar debidamente justificada en el estudio de factibilidad.

Entre los métodos de tratamiento biológico con biomasa en suspensión se preferirán aquellos que sean de fácil operación y mantenimiento y que reduzcan al mínimo la utilización de equipos mecánicos complicados o que no puedan ser reparados localmente. Entre estos métodos están las lagunas y los sistemas de lagunas de estabilización y las zanjas de oxidación de operación intermitente y continua. El sistema de lodos activados convencional y las plantas paquete de este tipo podrán ser utilizados sólo en el caso en que se demuestre que las otras alternativas sean inconvenientes técnica y económicamente.

Entre los métodos de tratamiento biológico con biomasa adherida se preferirán aquellos que sean de fácil operación y que carezcan de equipos complicados o de difícil reparación. Entre ellos están los filtros percoladores y los reactores con módulos rotatorios.

Dependiendo de la forma que están soportados los microorganismos, las unidades pueden ser:

Con microorganismos FIJOS

- a) Filtro Anaerobio
- b) Filtros percoladores (rociadores)
- c) Módulos rotatorios de contacto

Con microorganismos SUSPENDIDOS

- a) Lagunas aeróbicas
- b) Lagunas anaeróbicas
- c) Lagunas facultativas
- d) Lagunas aireadas



- e) Lodos activados
- f) Zanjas de oxidación

#### 6.4.1 Filtro Anaerobio

Consisten en tanques generalmente de forma cilíndrica, que en su interior contiene un lecho filtrante apoyado en un falso fondo perforado, por donde el líquido proveniente del tratamiento primario fluye, acumulando en su superficie los microorganismos responsables por el proceso.

Criterios constructivos:

El lecho filtrante tendrá una altura constante de 1.20 m para cualquier volumen de dimensionamiento. El material filtrante debe tener una granulometría mas o menos uniforme que puede variar entre 0.04 y 0.07 mm. La profundidad útil del filtro debe ser de 1.80 m para cualquier volumen de dimensionamiento; el diámetro mínimo del filtro debe ser de 0.95 m y el ancho mínimo en caso de un filtro prismático debe ser 0.85 m. Las dimensiones máximas, tanto de diámetro como de ancho, no deben exceder tres veces la profundidad útil del filtro. El volumen útil mínimo del filtro debe ser de 1.250 litros.

El fondo falso debe tener aberturas de 0.03 m, espaciadas de 0.15 m entre sí.

Dimensionamiento:

El dimensionamiento de los filtros es hecho mediante la determinación del volumen útil y el área de secado horizontal del mismo.

$$V = 1.60 N C T \quad (6.11)$$

Donde:

V = volumen útil de dimensionamiento, en litros

N = numero de contribuyentes, en personas

C = contribución de desechos, en litros/persona/ día

T = periodo de retención, en días

$$S = \frac{V}{1.80} \quad (6.12)$$

Donde:

V = volumen útil de dimensionamiento, en m<sup>3</sup>

S = área de secado horizontal, en m<sup>2</sup>

#### 6.4.2 Filtros Percoladores

Los filtros percoladores deberán diseñarse de modo que se reduzca al mínimo la utilización de equipos mecánicos. Para ello se preferirá las opciones de utilizar lechos de piedra, distribución del efluente primario (tratado de tanques Imhoff) por medio de boquillas, sedimentadores secundarios sin mecanismos de barrido (con tolvas de lodos) y retorno del lodo secundario al tratamiento primario.

El tratamiento previo a los filtros percoladores será: Cribas, desarenadores y sedimentación primaria (convencional o con tanques Imhoff)

Los filtros podrán ser de alta o baja carga, para lo cual se tendrán en consideración los siguientes parámetros de diseño:

<i>Parámetro</i>	<i>Tipo de carga</i>	
	<i>Baja</i>	<i>Alta</i>
Carga hidráulica m/d	1 - 4	10 - 40
Carga orgánica, kg DBO/(m <sup>3</sup> *d)	0.08 - 0.32	0.32 - 1.00
Profundidad (lecho de piedra), m	1.5 - 3.0	1.0 - 2.0
(Medio Plástico), m		hasta 12 m
Razón de recirculación	0	1 - 2

En los filtros de baja carga la dosificación debe efectuarse por medio de sifones, con un intervalo de dosificaciones de 5 minutos. Para los filtros de alta carga la dosificación es continua por efecto de la recirculación y en caso de usarse sifones, el intervalo de dosificaciones será inferior a 15 segundos.

Se utilizará cualquier sistema de distribución que garantice la repartición uniforme del efluente primario sobre la superficie del medio de contacto, evitándose la mecanización innecesaria.

Se permitirá cualquier medio de contacto que promueva el desarrollo de la mayor cantidad de la biopelícula y que permita la libre circulación del líquido y del aire, sin producirse obstrucciones. El medio de contacto deberá tener una superficie externa mínima de 40 m<sup>2</sup> por m<sup>3</sup> de lecho. Cuando se utilicen piedras grandes el tamaño mínimo será de 25 mm y el máximo de 75 mm. Para piedras pequeñas su tamaño oscilará entre 10 y 12 mm.

Se diseñará un sistema de ventilación de modo que exista una circulación natural del aire, por diferencia de temperatura a través del sistema de drenaje y a través del lecho de contacto.

- El sistema de drenaje debe cumplir con los siguientes objetivos:
- Proveer un soporte físico al medio de contacto
- Recolectar el líquido, para lo cual el fondo debe tener una pendiente entre el 1 y el 2%
- Permitir una recirculación adecuada de aire, para lo cual el proyectista deberá presentar los cálculos justificativos correspondientes.

El sistema de drenaje deberá cumplir con las siguientes recomendaciones:

- Los canales de recolección de agua deberán trabajar con su sección transversal no mas del 50% llena
- Deben ubicarse pozos de ventilación en los extremos del canal central de ventilación

- En caso de filtros de gran superficie deben diseñarse pozos de ventilación en la periferia de la unidad. La superficie abierta de estos pozos será de  $1 \text{ m}^2$  por cada  $250 \text{ m}^2$  de superficie de lecho.
- El área total de las aberturas en el tope del sistema de drenaje no debe ser menor al 15% del área total del filtro
- En filtros de baja carga sin recirculación, el sistema de drenaje deberá diseñarse de modo que se pueda inundar el lecho, con la finalidad de controlar el desarrollo de insectos.

Se deben diseñar obligatoriamente facilidades de sedimentación secundaria. El propósito de estas unidades es de separar la biomasa producida en el filtro. El diseño es similar al de sedimentadores primarios con la excepción de que la carga de diseño es basada en el flujo de la planta más el flujo de recirculación. La carga superficial recomendada debe estar por debajo de  $48 \text{ m}^3/\text{d}$  basada en el caudal máximo.

#### **6.4.3 Módulos Rotatorios de Contacto**

Son unidades que tienen un medio de contacto colocado en módulos cilíndricos que rotan alrededor de su eje. Los módulos generalmente están sumergidos hasta un 40% de su diámetro de modo que al rotar permiten que la biopelícula se ponga en contacto alternadamente con el efluente primario y con el aire. Las condiciones de aplicación de este proceso es similar a las de filtros biológicos en lo que se refiere a las eficiencias.

Los módulos rotatorios pueden tener los siguientes medios de contacto:

- Discos de madera, material plástico o metal ubicados en forma paralela de modo que provean una alta superficie de contacto para el desarrollo de la biopelícula.
- Cestas de alambre de forma cilíndrica llenas de esferas de material liviano (bolas de poliuretano)

Para el diseño de estas unidades se deben observar las siguientes recomendaciones:

- Carga hidráulica entre  $0.08$  y  $0.16 \text{ m}^3/\text{d}$
- La velocidad periférica de rotación para aguas servidas municipales debe mantenerse alrededor de  $0.3 \text{ m/s}$
- El volumen mínimo de las unidades deben ser de  $4.88$  litros por cada  $\text{m}^2$  de superficie de medio de contacto.
- Para módulos en serie se utilizará un mínimo de 4 unidades.

El efluente de los módulos debe tratarse en un sedimentador secundario, para separación de la biomasa. Los criterios de diseño de esta unidad son similares a los del sedimentador secundario de filtros biológicos.

#### **6.4.4 Lagunas de Estabilización**

Se entiende por lagunas de estabilización a estanques construidos de tierra, de profundidad reducida ( $< 5 \text{ m}$ ), diseñados para el tratamiento de aguas residuales, por medio de la interacción de la biomasa (algas, bacterias, protozoarios, etc), la materia orgánica del

desecho y otros procesos naturales (submodelos hidráulicos y factores físicos, químicos y meteorológicos). La finalidad de este proceso es de entregar un efluente de características múltiples establecidas (DBO, DQO, OD, SS, algas, nutrientes, parásitos, enterobacterias, coliformes, etc). Es aplicable para casos en los cuales la biomasa de algas y los nutrientes que se descargan en el efluente, pueden ser asimilados sin problema por el cuerpo receptor. El uso de este tipo de tratamiento es recomendado especialmente en los casos en los cuales se requiere un alto grado de remoción de organismos patógenos. Este proceso generalmente no es recomendable en el caso en que el efluente descargue a un lago o embalse, debiendo evaluarse cuidadosamente la eutrofización del cuerpo receptor antes de su consideración como alternativa.

**Las combinaciones posibles de distintos tipos de lagunas podrán ser las siguientes:**

- a) Anaerobia-Anaerobia-Facultativa-Aerobia...
- b) Anaerobia-Facultativa-Aerobia...
- c) Facultativa-Facultativa-Aerobia...
- d) Facultativa-Aerobia-Aerobia...
- e) Aerobia-Aerobia-Aerobia

Las lagunas Aerobias que conforman la última etapa del sistema podrán ser múltiples o en serie.

**Dimensionamiento de las lagunas**

El dimensionamiento de las lagunas se efectuará de la siguiente manera:

Se adoptará la configuración del sistema entre las combinaciones presentadas anteriormente. Se seleccionará la carga superficial y la profundidad dentro de los rangos fijados en el cuadro siguiente:

<b>TABLA</b>	<b>Carga Superficial (Kg DBO<sub>5</sub>/ha x días)</b>	<b>Profundidad (m)</b>
<b>Como Lagunas primarias</b>		
a) Aerobia	< 100	< 1.5
b) Facultativa	200 - 1000	1.3
c) Anaerobia	> 1500	> 2.5
<b>Como Lagunas secundarias</b>		
a) Aerobia	< 200	< 2
b) Facultativa	300 - 1200	1.5 - 3
c) Anaerobia	> 1800	> 2.5
<b>Como Lagunas secundarias</b>		
a) Aerobias	< 300	< 2
b) Facultativas	400 - 800	1.5 - 2.5

Se calculará la eficiencia y la carga remanente en el efluente de cada una de las etapas hasta llegar al efluente de la última etapa.

En caso de no alcanzar la eficiencia deseada en el efluente final, se aumentarán las etapas anteriores o se aumentará el número de las etapas. En caso de que la eficiencia exceda los requisitos previamente establecidos, se podrán reducir las lagunas dentro de los límites establecidos en el cuadro anterior.

Eficiencia en términos del Índice Coliforme

La calidad del efluente de un sistema de lagunas en serie, en términos del Índice Coliforme, se calculará con la siguiente fórmula:

$$N_n = \frac{N_o}{(KR_1 + 1)(KR_2 + 1) \dots (KR_n + 1)} \quad (6.13)$$

Donde:

$N_n$  = Índice Coliforme en el efluente de la laguna  $n$ ésima.

$N_o$  = Índice Coliforme en el afluente del sistema

$K$  = Factor de proporcionalidad que tiene valor de  $2.0 \text{ día}^{-1}$

$R_i$  = Tiempo de residencia teórico en la laguna  $i$ ésima, - días

$n$  = Número total de lagunas en serie

Cuando las lagunas sean iguales, la fórmula se reducirá a la forma siguiente:

$$N_n = \frac{N_o}{(KR + 1)^n} \quad (6.14)$$

### ***Lagunas Aerobias***

Se conocen además como fotosintéticas, tienen una profundidad reducida (0.30 – 0.45 m) lo cual permite la penetración de luz hasta el fondo y diseñadas para una máxima producción de algas con cortos periodos de retención. La reducción de materia orgánica es efectuada por acción de organismos aerobios. La mezcla mecánica es muy común en este tipo de lagunas y se utilizan para impedir la formación de depósitos anaerobios y mantener un buen contacto entre biomasa y algas. Estas unidades han sido usadas perfectamente en climas calientes y con buena radiación solar, con propósito de producción y cosecha de algas.

Las lagunas de maduración se caracterizan como lagunas aeróbicas, donde se mantiene un ambiente aeróbico en todo su estrato. El propósito principal de las lagunas de maduración es proveer un periodo de retención hidráulica adicional para la remoción de patógenos; también el de mejorar la calidad del efluente en términos de DBO.

### ***Lagunas Anaeróbicas***

Son generalmente empleadas como primera unidad de un sistema, en casos en donde la disponibilidad de terreno es limitada o para el tratamiento de desechos domésticos con altas concentraciones y desechos industriales, en cuyo caso pueden darse varias unidades anaeróbicas en serie.

Se pueden usar las siguientes recomendaciones para temperaturas de alrededor de 20 °C:

- Carga orgánica volumétrica: 300 g DBO/(m<sup>3</sup>.d), si el factor de olores no es de consideración se podrá incrementar a 400 g DBO/( m<sup>3</sup>.d) y/o
- Periodo de retención nominal alrededor de 5 días
- Profundidad entre 2.5 y 5.0 m y
- Eficiencia de remoción de DBO: 50%

Se deberán diseñar un mínimo de dos unidades en paralelo para permitir la operación en una de las unidades mientras se remueve el lodo de la otra. La acumulación de lodo se calculará con un aporte de 40 l/(hab/ año), determinándose el año de limpieza de las lagunas, al alcanzar el 50% del tirante de agua. Las lagunas anaeróbicas son menos eficientes que las facultativas en la reducción de coliformes. Alternativamente se podrá determinar la reducción bacteriana considerando mezcla completa y los siguientes coeficientes de mortalidad global:

Carga Kg DBO/(Ha/d)	Coeficiente de mortalidad, l/d
400	0.60
600	0.55
800	0.50
1000	0.46
1200	0.41
1400	0.37

La calidad del efluente de una laguna anaerobia se calculará con la fórmula siguiente:

$$P = \frac{P_o}{6 R \left( \frac{P}{P_o} \right)^{4.8} + 1} \quad (6.15)$$

Donde:

P = DBO en el efluente de una laguna anaerobia, mg/l

P<sub>o</sub> = DBO en el afluente de la misma laguna, mg/l

R = Tiempo de residencia teórico, días

La formula anterior se ha determinado en reactores de una sola etapa para 20 °C, por lo cual ha ofrecido margen de seguridad en muchas localidades de Venezuela. Para lagunas anaerobias de segunda etapa no se tiene formulación comprobada. En caso necesario, para calcular la calidad del efluente de una laguna anaerobia secundaria, se recomienda usar como aproximación la formula anterior y multiplicar la concentración resultante por 1.3.

### ***Lagunas Aireadas***

Son generalmente empleadas como primera unidad de un sistema, en casos en donde la disponibilidad de terreno es limitada o para el tratamiento de desechos domésticos con altas concentraciones y desechos industriales. Estas lagunas son muy empleadas en climas fríos.

Se distinguen los siguientes tipos de lagunas aireadas:

**Lagunas aireadas de mezcla completa:** mantienen la biomasa en suspensión, con una alta densidad de energía instalada (> 15 W/m<sup>3</sup>). La profundidad varía entre 3 y 5 m, el periodo de retención entre 2 y 7 días. Es recomendable el uso de aireadores de baja velocidad de rotación. El uso de lagunas aireadas en serie no es recomendable.

**Lagunas aireadas facultativas:** mantienen la biomasa en suspensión parcial, densidad de energía instalada menor que las anteriores (1 a 4 W/m<sup>3</sup>, recomendable 2 W/m<sup>3</sup>). Este tipo de laguna presenta signos de acumulación de lodos, observándose frecuentemente la aparición de burbujas de gas de gran tamaño en la superficie, por efecto de la digestión de lodos en el fondo. Periodos de retención entre 7 y 20 días (variación promedio entre 10 y 15 días) y las profundidades son por lo menos de 1.50 m.

**Laguna facultativa con agitación mecánica:** es exclusivamente aplicable a unidades sobrecargadas del tipo facultativo en climas cálidos. Tienen una baja densidad de energía instalada (del orden de 0.1 W/m<sup>3</sup>). Las condiciones de diseño en estas unidades son las de lagunas facultativas. El uso de los aireadores puede ser intermitente.

**Lagunas de oxidación aireadas:** empleadas generalmente en climas con 4 estaciones. La fuente de oxígeno es principalmente la fotosíntesis y en el invierno es suplementada por aireación con difusión de aire comprimido en el fondo. Como el diseño se efectúa para condiciones de invierno, las cargas de diseño son generalmente bajas (del orden de 50 Kg

DBO/(Ha.d)), las condiciones de diseño en estas unidades son las de lagunas facultativas, con una profundidad reducida del orden de 1 a 1.5 m.

### ***Lagunas Facultativas***

Sus características principales son el comensalismo entre algas y bacterias en el estrato superior y la descomposición anaeróbica de los sólidos sedimentados en el fondo. Por consiguiente, su ubicación como unidad de tratamiento en un sistema de lagunas puede ser:

- Como laguna primaria única (caso de climas fríos en los cuales la carga de diseño es tan baja que permite una adecuada remoción de bacterias) o seguida de una laguna secundaria y/o terciaria (normalmente referida como laguna de maduración) y,
- Como una unidad secundaria después de lagunas anaeróbicas o aireadas, para cumplir el propósito de procesar sus efluentes a un mayor grado.

En caso de no ser posible la experimentación (en lo que se refiere a temperaturas y mortalidad de bacterias) se podrán usar los siguientes criterios:

- La temperatura de diseño será la promedio del mes mas frío (temperatura del agua), determinada a través de correlaciones de las temperaturas del aire-agua.
- En caso de no existir esos datos, se determinará la temperatura del agua restando de la temperatura del aire un valor que será justificado debidamente ante la entidad responsable (por determinarse), el mismo que depende de las condiciones meteorológicas del lugar.
- En donde no exista ningún dato se usará para diseño la temperatura del aire del mes mas frío.
- El coeficiente de mortalidad bacteriana (neto) será adoptado entre el intervalo de 0.8 a 1.6 (l/d) para 20 °C. Se recomienda un valor alrededor de 1.0.

La carga máxima que se puede aplicar a una laguna facultativa sin que se torne anaeróbica ha sido determinada a través de mediciones de amoníaco y confirmada a través de mediciones de clorofila y puede estimarse mediante la siguiente correlación:

$$CS_m = 357.4 \times 1.085^{T-20} \quad (6.16)$$

En donde:

$CS_m$  es la carga superficial máxima en Kg DBO/ (Ha.d) y

T es la temperatura del agua mínima mensual en °C

Cuando no se pueda determinar la temperatura del agua, se podrá estimar la carga máxima, mediante la siguiente correlación:

$$CS_m = 400.6 \times 1.0993^{T_{ai}-20} \quad (6.17)$$

En donde:



$CS_m$  es la carga superficial máxima en Kg DBO/ (Ha.d) y  
 $T_{ai}$  es la temperatura del aire del mes mas frío en °C

El proyectista adoptará una carga de diseño menor a la determinada anteriormente, en consideración a factores como:

- La existencia de variaciones bruscas de temperatura
- La forma de la laguna (las lagunas de forma alargada son sensibles a variaciones y deben tener menores cargas)
- La existencia de desechos industriales
- El tipo de sistema de alcantarillado, etc.

Para evitar el crecimiento de plantas acuáticas con raíces en el fondo, la profundidad de las lagunas deben estar por encima de 1.2 m. La profundidad varía entre 1.5 y 2.5 m, la profundidad mínima recomendada es de 1.5 m. Para el diseño de una laguna facultativa primaria, el proyectista deberá proveer una altura adicional para acumulación de lodos entre periodos de limpieza de alrededor de 10 años. Esta altura adicional es generalmente de alrededor de 0.30 m y deberá ser determinada calculando la disminución del volumen por concepto de digestión anaeróbica en el fondo.

Para lagunas facultativas primarias se debe determinar los volúmenes de lodo acumulado teniendo en cuenta un 80% de remoción de sólidos en suspensión en el efluente, con una reducción del 50% de sólidos volátiles por digestión anaeróbica, una densidad del lodo de 1.05 Kg/l y un contenido de sólidos del 10% al peso. Con estos datos se debe determinar la frecuencia de remoción de lodo en la instalación.

Para el diseño de lagunas facultativas que reciben el efluente de lagunas aireadas se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El balance de oxígeno en la laguna debe ser positivo, teniendo en cuenta los siguientes componentes:
  - ❖ La producción de oxígeno por fotosíntesis
  - ❖ La re aireación superficial
  - ❖ La asimilación de los sólidos volátiles del afluente
  - ❖ La asimilación de la DBO soluble
  - ❖ El consumo por solubilización de sólidos en la digestión y
- El consumo neto de oxígeno de los sólidos anaeróbicos
- La carga superficial en la laguna facultativa debe ser menor que la máxima establecida anteriormente.
- Se debe determinar los volúmenes de lodo acumulado a partir de concentración de sólidos en suspensión en el efluente de la laguna aireada, una reducción del 50%

de sólidos volátiles por digestión anaeróbica, densidad del lodo de 1.03 Kg/l y un contenido de sólidos del 2% al peso. De estos datos se debe determinar la frecuencia de remoción de lodo en instalación.

#### Hipótesis de mezcla total

Cuando la dirección del viento predominante es sensiblemente paralela con el eje longitudinal de la laguna, se establecerá la hipótesis de que la laguna trabaja en régimen hidráulico de mezcla total o continua. Bajo estas circunstancias, la calidad del efluente se calculará con la fórmula siguiente:

$$P = \frac{P_o}{KR + 1} \quad (6.18)$$

Donde:

P = DBO en el efluente de una laguna facultativa o aerobia, mg/l

P<sub>o</sub> = DBO en el afluente de una laguna facultativa o aerobia, mg/l

R = Tiempo de residencia teórico, días

K = Constante de Proporcionalidad, día<sup>-1</sup>, definida por medio de la formula siguiente:

$$K = K_s C_t C_o C_{tox} \quad (6.19)$$

Donde:

K<sub>s</sub> = 0.056 día<sup>-1</sup>, constante de proporcionalidad bajo condiciones normalizadas a temperatura de 20 °C, carga orgánica de 67.3 kg DBO<sub>5</sub>/día x ha, en ausencia de desechos tóxicos, con una tasa mínima de radiación solar de 100 langleys/día y en ausencia de sedimentos bentales.

C<sub>t</sub> = Q<sup>t-20</sup>, factor de corrección por temperatura

Q = 1.036

t = Temperatura media de la laguna en el mes mas frío, °C

C<sub>o</sub> = Factor de corrección por carga orgánica superficial, definida por la formula siguiente:

$$C_o = 1 - \frac{0.083}{K_s} \left\{ \log_{10} \frac{67.3}{L} \right\} \quad (6.20)$$

Siendo L = Carga orgánica superficial en kg DBO<sub>5</sub>/día x ha.

El factor C<sub>tox</sub> tiene la finalidad de introducir la corrección necesaria por la presencia de sustancias tóxicas o inhibitorias y es necesario determinarlo por vía experimental cuando existen sustancias específicas.

#### Hipótesis de flujo de pistón

Cuando la dirección del viento predominante es perpendicular al eje longitudinal de la laguna, se podrá establecer la hipótesis de que la laguna trabaja en régimen de flujo pistón. Bajo estas circunstancias, la calidad del efluente se determinará con la formula siguiente:

$$P = \frac{P_o 4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} \quad (6.21)$$

Donde:

P = DBO en el efluente de una laguna facultativa o aerobia, mg/l

P<sub>o</sub> = DBO en el afluente de una laguna facultativa o aerobia, mg/l

R = Tiempo de residencia teórico, días

K = Constante de Proporcionalidad, día<sup>-1</sup>, definida por medio de la formula siguiente:

$$K = K_s C_t C_o C_{tox} \quad (6.22)$$

Donde:

K<sub>s</sub> = 0.056 día<sup>-1</sup>, constante de proporcionalidad bajo condiciones normalizadas a temperatura de 20 °C, carga orgánica de 67.3 kg DBO<sub>5</sub>/día x ha, en ausencia de desechos tóxicos, con una tasa mínima de radiación solar de 100 langley/día y en ausencia de sedimentos bentales.

C<sub>t</sub> = Q<sup>t-20</sup>, factor de corrección por temperatura

Q = 1.036

t = Temperatura media de la laguna en el mes mas frío, °C

C<sub>o</sub> = Factor de corrección por carga orgánica superficial, definida por la formula siguiente:

$$C_o = 1 - \frac{0.083}{K_s} \left\{ \log_{10} \frac{67.3}{L} \right\} \quad (6.23)$$

Siendo L = Carga orgánica superficial en kg DBO<sub>5</sub>/día x ha.

a = √1 + 4KRd, adimensional

d = 0.2 (expresión adimensional que es función del coeficiente de mezcla longitudinal, el tiempo de residencia y la velocidad longitudinal. El valor asignado de 0.2 es una aproximación práctica y admite ajuste en base a trabajos experimentales).

e = 2.72

Hipótesis para condiciones intermedias

Cuando la dirección del viento predominante es inclinada con respecto al eje longitudinal de la laguna, la calidad del efluente se tomará como el radio paralelo al viento en un elipse, cuyo eje mayor es paralelo con el eje longitudinal de la laguna y su radio mayor es paralelo con el eje longitudinal de la laguna y su radio mayor o igual a la P calculada con el criterio de la hipótesis de mezcla total y el radio igual o menor a la P calculada con el criterio contenido en hipótesis de flujo de pistón. El criterio anterior se transforma en la formula siguiente:

$$P_i = P_a P_b \frac{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}}{P_b^2 + P_a^2 \operatorname{tg}^2 \alpha} \quad (6.24)$$

Proporción de las lagunas

La relación de largo/ancho de las lagunas de estabilización cumplirá con las condiciones siguientes:

TIPO DE LAGUNA:	RELACION DE LARGO/ANCHO		
	PRIMARIA	SECUNDARIA	OTRAS
Aerobia	1 a 3	4	6
Facultativa	2 a 3	4	6
Anaerobia	1.5 a 2.5	3.5	-

La forma de las lagunas será preferentemente rectangular, pero se podrá usar cualquier geometría cuando las condiciones topográficas así lo exijan.

#### 6.4.5 Lodos Activados

Para el diseño de cualquier variante del proceso de lodos activados, se tendrán en consideración las siguientes disposiciones generales:

- Los criterios fundamentales del proceso como: edad de lodos, requisitos de oxígeno, producción de lodo, eficiencia y densidad de la biomasa, deberán ser determinados idealmente en forma experimental.
- Alternativamente se podrán usar parámetros de diseño, en caso de no haberse realizado estudios de tratabilidad.
- Para efectos de la eficiencia se considera al proceso de lodos activados conjuntamente con el sedimentador secundario o el efluente líquido separado de la biomasa.
- El diseño del tanque de aeración se efectúa para las condiciones de caudal medio. El proceso deberá estar en capacidad de entregar la calidad establecida para el efluente en las condiciones del mes mas frío.

Para el tanque de aireación se comprobará los valores de los parámetros indicados abajo y en caso de haberse efectuado estudios de tratabilidad se podrá usar para dimensionamiento uno o varios de los siguientes parámetros:

TIPO DE PROCESO	Retención nominal h	Edad de lodos d	Carga volumétrica kg DBO/m <sup>3</sup>
Convencional	4-8	4-15	0.3-0.6
Aeración decreciente	4-8	4-15	0.3-0.6
Aeración escalonada	3-5	4-15	0.6-0.9
Alta capacidad	1-2	2-4	1.1-3.0
Aeración prolongada	16-36	20-30	0.2-0.3
Mezcla completa	3-5	4-15	0.8-2.0
Zanja de oxidación	20-36	30-40	0.2-0.3

Adicionalmente se deberán tener en consideración los siguientes parámetros:

TIPO DE PROCESO	Remoción de DBO %	SSTA Kg/m <sup>3</sup>	Kg DBO Kg SSVTA.d	% de retorno
Convencional	85-95	1.5-3.0	0.2-0.4	25-50
Aeración decreciente	85-95	1.5-3.0	0.2-0.4	25-50
Aeración escalonada	85-95	2.0-4.0	0.2-0.4	25-50
Alta capacidad	80-90	3.0-5.0	0.4-1.5	30-100
Aeración prolongada	90-95	3.0-6.0	0.05-0.15	100-300
Mezcla completa	85-95	3.0-6.0	0.2-0.6	25-100
Zanja de oxidación	90-95	3.0-6.0	0.05-0.10	100-150

- Para la determinación de la capacidad de oxigenación del proceso se deberán tener en cuenta las siguientes disposiciones:
  - Los requisitos de oxígeno del proceso deben ser calculados para las condiciones de operación de verano y deben ser suficientes para abastecer oxígeno para síntesis de la materia orgánica (remoción de DBO), para respiración endógena y para nitrificación. En casos en los cuales se produce desnitrificación (diseño especial en zanjas de oxidación), se descontará el aporte de oxígeno por este concepto.

Estos requisitos están dados en condiciones de campo y deben ser corregidos a condiciones estándar de: nivel del mar, cero por ciento de saturación, temperatura estándar de 20 °C y una atmósfera de presión, con el uso de las siguientes relaciones:

$$N_{20} = N_c / F$$

$$F = \alpha \times \theta^{T-20} (C_{sc} \times \beta - C_1) / 9.02$$

$$P = \exp (1.52673 + 0.07174 T - 0.000246 T^2)$$

$$p = 760 \exp (-E / 8005)$$

$$C_s = 14.652 - 0.41022 T + 0.007991 T^2 - 0.000077774 T^3$$

En donde:

$N_{20}$  = requisitos de oxígeno en condiciones estándar, kg  $O_2$ /d

$N_c$  = requisitos de oxígeno en condiciones de campo, kg  $O_2$ /d

F = factor de corrección

$\alpha$  = factor de corrección que relaciona los coeficientes de transferencia de oxígeno del desecho y el agua. Su valor deberá ser debidamente justificado según el tipo de sistema de aeración. Normalmente se utiliza un valor de 0.9 para aeración mecánica.

$\theta$  = factor de dependencia de temperatura cuyo valor se toma como 1.02 para aire comprimido y 1.024 para aeración mecánica.

$C_{sc}$  = concentración de saturación de oxígeno en condiciones de campo (presión P y temperatura T)

$\beta$  = factor de corrección que relaciona las concentraciones de saturación del desecho y el agua (en condiciones de campo). Su valor será debidamente justificado según el tipo de sistema de aeración. Normalmente se utiliza un valor de 0.95 para aeración mecánica.

$C_1$  = nivel de oxígeno en el tanque de aeración. Normalmente se asume entre 1 y 1.5 mg/l. En ninguna circunstancia se permitirá un nivel de oxígeno menor a 0 mg/l.

$C_s$  = concentración de saturación de oxígeno en condiciones al nivel del mar y temperatura T.

P = presión atmosférica de campo (a la elevación del lugar), mm Hg

p = presión de vapor del agua a la temperatura T, mm Hg

E = elevación del sitio en metros sobre el nivel del mar.

- Para plantas de tamaño pequeño y mediano se preferirán los sistemas de aeración mecánica superficial. Los sistemas de difusión de aire comprimido serán considerados como alternativa solamente para plantas de gran tamaño. En todo caso la selección del tipo de aerador será debidamente justificada técnica y económicamente.

Para sistemas de aireación mecánica se observarán las siguientes disposiciones:

- La capacidad instalada de energía para aeración se determinará relacionando los requisitos de oxígeno del proceso (kg  $O_2$  / d) al rendimiento del aerador seleccionado (kg  $O_2$  / Kwh), ambos en condiciones estándar, con la respectiva corrección por eficiencia en el motor y reductor. El número de motores será par y de igual tamaño, con una capacidad igual a la de fabricación estándar.
- Se debe asegurar que el rendimiento de los aeradores haya sido determinado en un tanque con agua limpia y una densidad de energía de entre 30 y 50 W / m<sup>3</sup>. Los rendimientos están normalmente expresados en kg  $O_2$  / Kwh y las siguientes condiciones:

➤ Nivel del mar

- Cero por ciento de saturación y
- Temperatura de 20 °C
- El conjunto motor-reductor debe ser escogido para un régimen de funcionamiento de 24 horas. Se recomienda un factor de servicio de 1.0 para el motor y de 2.0 sobre la potencia nominal del motor, para el reductor.
- El rotor de aeración debe ser de acero inoxidable, pulido con abrasión de arena para dar un acabado tipo –metal blanco–, pintado con pintura anticorrosivo y terminado con dos manos de material de esmalte epóxico.
- La capacidad instalada al eje será la anteriormente determinada pero sin las eficiencias del motor y reductor de velocidad.
- La densidad de energía ( $W / m^3$ ) se determinará relacionando la capacidad instalada al eje con el volumen de cada tanque de aeración. La densidad debe estar seleccionada para permitir una velocidad de circulación del licor mezclado, de modo que no se produzca la sedimentación de sólidos, lo cual depende tanto del volumen como de la forma del tanque. Para mantener velocidades entre 25 y 30 cm/seg se recomiendan las siguientes densidades (en  $W/m^3$ ).

<i>Volumen del tanque, <math>m^3</math></i>	<i>Relación profundidad: ancho</i>		
	1:2.5	1:3	1:4
200	40	26	19
500	25	16	12
1000	17	12	8
2000	12	8	6

- La ubicación de los aeradores debe ser tal que exista una interacción de sus áreas de influencia.
- Para sistemas con difusión de aire comprimido se procederá en forma similar, pero teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

Para la selección del rendimiento se deben tomar en cuenta los siguientes factores:

- El tipo de difusor (burbuja fina o gruesa)
- Las constantes características de cada difusor
- El rendimiento de cada unidad de aeración
- El flujo de aire en condiciones estándar
- La eficiencia de absorción de cada difusor
- La localización de cada difusor y la profundidad del líquido y,
- El ancho del tanque

- La potencia instalada del compresor será determinada considerando la carga sobre el difusor más pérdidas de carga por flujo de aire a través de las tuberías y accesorios. La capacidad instalada será 1.5 veces la capacidad nominal.

#### 6.4.6 Sedimentador Secundario

El sedimentador secundario es parte intrínseca del proceso de lodos activados (en funcionamiento continuo) y cumple la doble función de clarificar el licor mezclado para descarga del efluente final y de concentrar el lodo activado (biomasa para su retorno al proceso).

Para asegurar que los clarificadores finales cumplan con esta función de espesadores, se debe proveer suficiente área para que los sólidos sean aplicados a una tasa inferior o igual a la tasa con la cual son retirados del fondo del tanque.

Por consiguiente el diseño de un sedimentador secundario debe considerar que los sólidos aplicados son transportados al fondo por medio de dos mecanismos sedimentación por gravedad y transporte global debido al retiro del lodo del fondo del tanque. Los criterios de diseño para sedimentadores secundarios deben idealmente ser determinados experimentalmente a través de pruebas de sedimentación.

En ausencia de pruebas de sedimentación, el proyectista frecuentemente se ve forzado a usar cargas (hidráulica o de sólidos) para el dimensionamiento de estos tanques. En estos casos se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

El diseño se debe efectuar para caudales máximos por cuanto se pierde una gran cantidad de sólidos si se excede la carga de diseño.

Se recomienda efectuar un cálculo de ruteo de flujo a través de los procesos anteriores, con el fin de determinar como se reduce la influencia del caudal de pico. Para todas las variaciones del proceso de lodos activados (excluyendo aeración prolongada) se recomiendan los siguientes parámetros:

Carga hidráulica (Q medio), m/d	16 – 23
Carga hidráulica (Q máximo), m/d	40 – 48
Carga de sólidos (Q medio), kg/(m <sup>2</sup> .h)	3 – 6
Carga de sólidos (Q máximo), kg/(m <sup>2</sup> .h)	9
Profundidad, m	3.5 - 5

Para sedimentadores secundarios después de aeración prolongada se recomienda los siguientes parámetros:

Carga hidráulica (Q medio), m/d	8 – 16
Carga hidráulica (Q máximo), m/d	24 – 32
Carga de sólidos (Q medio), kg/ (m <sup>2</sup> .h)	1 – 5
Carga de sólidos (Q máximo), kg/ (m <sup>2</sup> .h)	7



Las cargas hidráulicas anteriormente indicadas están basadas en el caudal líquido sin considerar la recirculación, puesto que la misma es retirada del fondo al mismo tiempo y no tiene influencia.

Para decantadores secundarios circulares se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Los decantadores con capacidad de hasta  $300 \text{ m}^3$  pueden ser de tipo cónico o piramidal, con una inclinación mínima de las paredes de la tolva de 60 grados (tipo Dormund). Para estos casos la remoción de lodos debe ser hecha a través de tuberías con un diámetro mínimo de 150 mm.
- Los decantadores circulares con mecanismos de barrido de lodos deben diseñarse con una tolva central para acumulación de lodos de por lo menos 0.60 m de diámetro y profundidad máxima de 4 m. Las paredes de la tolva deben tener una inclinación de por lo menos 60 grados.
- El fondo de los decantadores circulares debe tener una inclinación de alrededor de 1:12 (vertical:horizontal)
- El diámetro de la zona de entrada en el centro del tanque debe ser aproximadamente 15 a 20% del diámetro del decantador. Las paredes del pozo de ingreso deben profundizarse por lo menos a la mitad de la profundidad del tanque, para una buena distribución del licor mezclado, pero deben estar a una altura suficiente para no dispersar el lodo ya sedimentado.
- La velocidad de rotación del mecanismo de barrido de lodos no debe ser superior a 2 revoluciones por hora.

Los decantadores secundarios rectangulares serán la segunda opción después de los circulares. Para estos casos se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La relación largo/ancho debe ser 4/1 como mínimo.
- La relación ancho/profundidad debe ser superior a 2/1.
- Para instalaciones pequeñas (hasta  $300 \text{ m}^3$ ) se podrán diseñar sedimentadores rectangulares sin mecanismos de barrido de lodos, en cuyo caso se diseñaran pirámides o tolvas de lodo en todo el fondo.

Para las facilidades de retorno de lodos, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Para decantadores circulares, el retorno de lodo será continuo, pudiendo usarse las bombas centrífugas o tipo tornillo. La capacidad instalada de la estación de bombeo de retorno será por lo menos del 100% por encima de la capacidad operativa. La capacidad de bombeo será suficientemente flexible (con motores de velocidad variable o número de bombas) de modo que se puede operar a la planta en todas las condiciones a lo largo de la vida de la planta.

- Para decantadores rectangulares con mecanismo de barrido de movimiento longitudinal, se considerará la remoción de lodo en forma intermitente, entre periodos de viaje del mecanismo.
- El lodo de retorno debe ser bombeado a un cajón de repartición con compuertas manuales y vertederos, del cual se pueda separar el lodo de exceso.
- Alternativamente se puede controlar el proceso descargando el lodo en exceso directamente del tanque de aeración, usando la -edad de lodo- como parámetro de control. Por ejemplo si la edad de lodo es de 20 días, se deberá desechar 1/20 del volumen del tanque de aeración cada día. Siendo esta la única forma de operación en el caso de zanjas de oxidación con sedimentador incorporado. En este caso el licor mezclado debe ser retirado en forma intermitente (de 6 a 8 retiros) a un tanque de concentración (en el caso de zanjas de oxidación) o a un espesador, en el caso de otros sistemas de baja edad de lodo.

#### **6.4.7 Zanjas de Oxidación**

Las zanjas de oxidación son aplicables a pequeñas y grandes comunidades y constituyen una forma especial de aeración prolongada con bajos costos de instalación por cuanto no es necesario el uso de decantación primaria y el lodo estabilizado en el proceso puede ser desaguado directamente en lechos de secado. Este tipo de tratamiento es además de simple operación y capaz de absorber variaciones bruscas de carga. Dadas las características del proceso, su eficiencia del tratamiento es más alta que en las demás variantes del proceso de lodos activados, normalmente en los siguientes intervalos:

DBO entre 95% y 98%  
 DQO entre 90% y 95%  
 Nitrificación sobre el 95%

Para instalaciones de hasta 12,000 habitantes equivalentes de diseño se pueden diseñar zanjas de tipo convencional, con rotores horizontales. Para este caso se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La forma de la zanja convencional es ovalada, con un simple tabique no soportante en la mitad. Para una adecuada distribución de las líneas de flujo se recomienda la instalación de por lo menos dos tabiques semicirculares localizados en los extremos, a 1/3 del ancho del canal.
- La entrada puede ser un simple tubo con descarga libre, localizado preferiblemente antes del rotor. En casos en los cuales se tengan más de dos zanjas se deberá considerar una caja de repartición de caudales.
- Los rotores son cuerpos cilíndricos de varios tipos, apoyados en cajas de rodamiento a sus extremos, por lo cual su longitud depende de las estructuras y estabilidad de cada modelo. Para rotores de longitud mayor a 3.0 m se recomienda en uso de apoyos intermedios. Los apoyos en los extremos deben tener obligatoriamente cajas de rodets autolineantes, capaces de absorber las deflexiones del rotor sin causar problemas mecánicos.

- La determinación de las características del rotor como: diámetro, longitud, velocidad de rotación y profundidad de inmersión, debe efectuarse de modo que se pueden suministrar los requisitos de oxígeno al proceso en todas las condiciones operativas posibles. Para el efecto se deben disponer de curvas características de rendimiento del modelo considerado, en condiciones estándar. Los rendimientos estándar de rotores horizontales son del orden de 1.8 a 2.8 kg O<sub>2</sub>/Kwh.
- El procedimiento normal es diseñar primero el vertedero de salida de la zanja el mismo que puede ser de altura fija o regulable y determinar el intervalo de inmersiones del rotor, para las diferentes condiciones de operación.
- Para instalaciones de hasta 20 l/s se pueden considerar el uso de zanjas de operación intermitente, sin sedimentadores secundarios. En este caso se debe proveer almacenamiento del desecho por un periodo de hasta 2 horas, ya sea en el interceptor o en una zanja accesoria.
- El conjunto motor-reductor debe ser escogido de tal manera que la velocidad de rotación sea entre 60 y 110 RPM y que la velocidad periférica del rotor sea alrededor de 2.5 m/s.

Para instalaciones mayores de 12,000 habitantes se deberá considerar obligatoriamente la zanja de oxidación profunda (reactor de flujo orbital) con aeradores de eje vertical y de baja velocidad de rotación. Estos aeradores tienen la característica de transferir momento a la masa líquida en forma eficiente de modo que imparten una velocidad adecuada y un flujo de tipo helicoidal. Para este caso se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La profundidad de la zanja será de 5 m y el ancho de 10 m como máximo. La densidad de energía deberá ser superior a 10 W/m<sup>3</sup>.
- Los reactores pueden tener formas variadas, siempre que se localicen los aeradores en los extremos y en forma tangencial a los tabiques de separación.
- Se dan como guía los siguientes anchos y profundidades de los canales:

Habitantes equivalentes	Ancho, m	Profundidad, m
10,000	5.00	1.50
25,000	6.25	2.00
50,000	8.00	3.50
75,000	8.00	4.00
100,000	9.00	4.50
200,000	10.00	5.00

En relación con la forma de los canales se dan las siguientes recomendaciones:

- La profundidad del canal debe estar entre 0.8 y 1.4 veces el diámetro del rotor seleccionado.
- El ancho de los canales debe estar entre 2 y 3 veces el diámetro del rotor.
- La longitud desarrollada del canal no debe sobrepasar 250 m.

Para los aeradores de eje vertical se dan las siguientes recomendaciones:

- La velocidad de rotación para aeradores pequeños debe estar entre 36 y 40 RPM y para aeradores grandes entre 25 y 40 RPM.
- La distancia entre el fin del tabique divisorio y los extremos de las paletas del rotor debe ser alrededor de 1.5% del diámetro total del rotor (incluyendo paletas).
- La profundidad de inmersión del rotor debe estar entre 0.15 y 0.20 m
- La densidad de energía en la zona de mezcla total debe estar entre 20 y 60 W/m<sup>3</sup>.

## **6.4.8 Otros Tipos de Tratamiento**

### **6.4.8.1 Sistemas de Tratamiento Naturales**

En el medio ambiente natural, cuando interaccionan el agua, el suelo, las plantas y microorganismos y la atmósfera, se producen procesos físicos, químicos y biológicos.

Los sistemas de tratamiento natural se diseñan para aprovechar estos procesos con el objeto de proporcionar tratamiento al agua residual.

En los sistemas naturales los procesos se producen a velocidades naturales y tienden a realizarse de forma simultánea en único “Reactor – Ecosistema”.

Dentro de los sistemas de tratamiento natural están:

- Sistemas de baja carga (infiltración rápida y de riego superficial)
- Sistemas acuáticos (terrenos pantanosos naturales y artificiales (Biofiltros o humedales), y sistemas mediante plantas acuáticas.

**Sistemas de baja carga.** Constituyen el proceso de tratamiento natural más común, contemplan la aplicación del agua residual sobre un terreno con vegetación para conseguir el grado necesario de tratamiento de agua residual como el crecimiento de la vegetación existente.

El agua aplicada puede consumirse por:

- Evapotranspiración
- Percolación (vertical y horizontalmente) en el terreno.

El tratamiento se produce conforme el agua aplicada percola en el terreno. En la mayoría de los casos el agua percolada alcanzará las aguas subterráneas, pero en algunos casos puede ser interceptada por aguas naturales superficiales, o bien recuperada mediante sistemas de drenaje o pozos.

Carga Hidráulica = Caudal aplicado por unidad de superficie de terreno

**Sistemas de infiltración rápida.** En los sistemas de infiltración rápida, el agua residual, que ya ha recibido alguna forma de pre tratamiento, se aplica de forma intermitente, mediante

balsas de infiltración o distribución de poca profundidad, en la cual no se puede disponer de ningún tipo de vegetación. Es inferior a los sistemas de baja carga debido a la menor capacidad de retención de los suelos permeables y las mayores cargas hidráulicas empleadas.

**Riego superficial.** El agua residual se distribuye en la zona superior de los terrenos vegetados con pendientes cuidadosamente seleccionados, de modo que pueda fluir en superficie hasta unas zanjas de recolección de la escorrentía superficial situados en el extremo de la pendiente.

La distribución del agua se puede llevar a cabo mediante aspersores de alta carga, rociadores de baja presión, o métodos superficiales como tuberías provistas de orificios.

**Terrenos Pantanosos (Biofiltros).** Es un filtro biológico de grava o arena, sembrado con plantas de pantano y atravesado de forma horizontal con aguas residuales pre tratadas. Las profundidades de agua normalmente son inferiores a 0.60 m. El tipo de plantas utilizadas son:

- Juncos
- Espadañas y
- Aneas

Para el tratamiento del agua residual se han empleado terrenos pantanosos Naturales y Artificiales.

**Terrenos pantanosos naturales.** Se consideran así a los cuerpos de agua receptores. Por lo tanto, el vertido a estos terrenos está sujeto, en la mayoría de los casos, a las limitaciones normativas aplicables que suelen obligar al tratamiento secundario o avanzado de las aguas a verter. El principal objetivo del vertido a zonas pantanosas naturales debería ser la mejora del hábitat existente.

**Terrenos pantanosos artificiales.** Procuran idéntica capacidad de tratamiento que los naturales, con la ventaja añadida de no estar sujetos a las limitaciones de vertidos a ecosistemas naturales.

Existen dos tipos de sistemas de terrenos pantanosos artificiales desarrollados para el tratamiento de agua residual:

- Sistema de Flujo Libre (FWS)
- Sistema de Flujo Subsuperficial (SFS)

**Sistema de Flujo Libre (FWS).** En casos que se emplea para proporcionar tratamiento secundario, los sistemas de flujo libre suelen consistir en balsas o canales paralelos con el fondo constituido por suelo relativamente impermeable o con una barrera subsuperficial, vegetación emergente, y niveles de agua poco profundos (0.10 m a 0.60 m). Normalmente se aplica agua residual pre tratada de forma continua, y el tratamiento se produce durante la circulación del agua a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente. Este sistema también se puede diseñar con el objetivo de crear nuevos hábitat para la fauna y flora, o para mejorar las condiciones de terrenos pantanosos naturales próximos. Suelen incluir combinaciones de espacios abiertos y zonas vegetadas e islotes con la vegetación adecuada para proporcionar hábitat de cría para aves acuáticas.

**Sistema de Flujo Subsuperficial (SFS).** Se diseñan con el objeto de proporcionar tratamientos secundarios avanzados. Consisten en zanjas o canales con fondos relativamente impermeables relleno de un medio de piedras o arenoso para el crecimiento de vegetación emergente.

**TABLA 6.6**

**Valores indicativos para el diseño de terrenos pantanosos artificiales**

<i>Parámetro de diseño</i>	<i>Unidades</i>	<i>Tipo de sistema</i>	
		<i>FWS</i>	<i>SFS</i>
Tiempo de detención hidráulica	d	4 – 15	4 – 15
Profundidad del agua	m	0.1 – 0.60	0.3 – 0.75
Carga de DBO <sub>5</sub>	Kg/ha/d	< 67	< 67
Carga hidráulica	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .d	0.014 – 0.046	0.014 – 0.046
Superficie específica	ha/(10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> /d)	7.1 – 2.15	7.1 – 2.15

Aspectos a tomar en consideración a la hora de utilizar sistemas de tratamiento naturales:

- Topografía
- Características del suelo
- Uso actual de los terrenos
- Riesgo de inundación
- Clima

#### **6.4.8.2 Filtros Intermitentes de Arena**

Son unidades usadas desde hace muchos años para el tratamiento de efluentes primarios o secundarios. Actualmente su uso esta restringido a efluentes de lagunas de estabilización.

En caso de utilizarse este proceso, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Pre tratamiento: primario como mínimo. Recomendable secundario por lagunas de estabilización.
- Carga hidráulica: de 0.08 a 0.20 m/d para efluente primario y de 0.20 a 0.40 m/d para efluente secundario.
- Lecho filtrante: material granular lavado con menos del 1% por peso de materia orgánica. La arena tendrá un tamaño efectivo de 0.35 a 1.0 mm y un coeficiente de uniformidad menor que 4 (preferiblemente 3.5). La profundidad del lecho podrá variar entre 0.60 y 0.90 m
- El sistema de drenaje consiste en tubos con juntas abiertas o con perforaciones y un tubo de ventilación al extremo, aguas arriba. La pendiente de los tubos será entre 0.5 y el 1 %. Bajo las tuberías se colocará un lecho de soporte constituido por grava o piedra triturada de 0.6 a 3.8 mm de diámetro.
- La distribución del afluente se efectuará por medio de canaletas o por aspersión. Se deben colocar placas protectoras de hormigón para impedir la erosión del medio filtrante.

- El afluente debe dosificarse con una frecuencia mínima de 2 veces al día, inundando el filtro hasta 5 cm de profundidad.
- El número mínimo de unidades es dos. Para operación continua, una de las unidades debe ser capaz de tratar todo el caudal, en tiempo de mantenimiento de la otra unidad, o alternativamente se debe proveer almacenamiento del desecho durante el periodo de mantenimiento.

## **CAPITULO VII**

### **TRATAMIENTO Terciario**

#### **7.1 Generalidades**

Es el grado de tratamiento necesario para alcanzar una calidad físico-química-biológica adecuada y le da un pulimento al agua de acuerdo al reúso que se le pretenda dar a las aguas residuales.

#### **7.2 Procesos de Tratamiento Terciario**

Remoción de sólidos suspendidos

- a) Micro cribado
- b) Coagulación-Floculación
- c) Filtros con diatomeas

Remoción de compuestos orgánicos

- a) Adsorción
- b) Oxidación química

Remoción de compuestos inorgánicos

- a) Electro diálisis
- b) Intercambio Iónico
- c) Osmosis Inversa
- d) Precipitación química

Remoción de nutrientes (Nitrógeno)

- a) Nitrificación-Desnitrificación
- b) Desgasificación
- c) Cloración
- d) Intercambio Iónico

Remoción de microorganismos (Desinfección)

- a) Cloración
- b) Ozonización
- c) Iodización
- d) Rayos Ultravioleta



## **CAPITULO VIII**

### **TRATAMIENTO DE LODOS**

#### **8.1 Generalidades**

Para proceder al diseño de facilidades de tratamiento de lodos, se realizará un inventario de producción de lodos en los procesos de tratamiento de la planta, debiéndose tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El inventario se realizará para condiciones de caudales y concentraciones medias y temperaturas correspondientes al mes más caliente.
- Para lodos primarios se determinará el volumen y masa de sólidos en suspensión totales y volátiles teniendo en consideración los porcentajes de remoción, contenido de sólidos y densidades.
- Para procesos de tratamiento biológico como los de lodos activados y filtros biológicos se determinará la masa de lodos biológicos producidos por síntesis de la materia orgánica menos la cantidad obstruida por respiración endógena.
- En los procesos de lodos activados con descarga de lodo directamente desde el tanque de aireación, se determinará el volumen de lodo producido a partir del parámetro de la edad de lodos. En este caso la concentración del lodo de exceso es la misma que la del tanque de aeración.
- En los procesos de lodos activados con descarga del lodo de exceso antes del tanque de aeración, se determinará el volumen del lodo producido a partir de la concentración del lodo recirculado del fondo del sedimentador secundario.

Se tendrá en consideración además la cantidad de lodos de fuentes exteriores, como tanques sépticos.

Los lodos de zanjas de oxidación y aeración prolongada no requieren otro proceso de tratamiento que el de desaguado, generalmente en lechos de secado.

Para lodos de otros sistemas de tratamiento de lodos activados y filtros biológicos necesitan ser estabilizados. Para el efecto se escogerán procesos que sean de bajo costo y de operación y mantenimiento sencillos.

Para estabilización de lodos biológicos se evitará la digestión aerobia debido a los altos costos iniciales y de operación. Se preferirá la digestión anaeróbica, pudiendo considerarse las siguientes alternativas:

- Digestión anaeróbica en dos etapas con recuperación de gas
- Sistemas de digestión anaeróbica abiertos (sin recuperación de gas), como:
  - Digestores convencionales abiertos y lagunas de lodos.

#### **8.1 Digestión Anaeróbica**

La digestión anaeróbica es un proceso de tratamiento de lodos que tiene por objeto la estabilización, reducción de volumen e inactivación de organismos patógenos de lodos. El lodo ya estabilizado puede ser procesado sin problemas de malos olores. Se considerará el proceso de digestión anaeróbico forzosamente para los siguientes casos:

- Para lodo de plantas primarias
- Para lodo primario y secundario de plantas de tratamiento con filtros biológicos.
- Para lodo primario y secundario de plantas de lodos activados (exceptuando los casos de aeración prolongada)

Para casos en los cuales se desea recuperar el gas del proceso, se diseña un proceso de digestión de dos etapas, teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El volumen del digestor de la primera etapa se determinará adoptando una carga entre 1.6 y 8.0 kg SSV/(m<sup>3</sup>.d), las mismas que corresponden a valores de –tasas altas–. Para las condiciones de la costa y el oriente se usarán cargas mas altas y para instalaciones en la sierra se usarán cargas bajas.
- El contenido de sólidos en el lodo tiene gran influencia en el tiempo de retención de sólidos. Se comprobará el tiempo de retención de sólidos en la primera etapa, de acuerdo con los valores que se indican y si es el caso se procederá a reajustar la carga:

Temperatura °C	Tiempo de retención, d
18	28
24	20
30	14
35	10
40	10

- La primera etapa será diseñada sin calentamiento, pero se considerará mezcla intermitente por medio de una bomba centrífuga de impulsor abierto. El digestor de la primera etapa será de hormigón, con cubierta fija.
- El volumen de la segunda etapa será igual al de la primera. El digestor de la segunda etapa tendrá una cubierta flotante, diseñada para mantener una presión uniforme del gas, por efecto del peso de la cubierta y el peso adicional requerido. La cubierta será instalada descansando sobre topes de hormigón dimensionados para resistir el esfuerzo cortante.
- Adicionalmente, el digestor de segunda etapa deberá tener facilidades de rebose y para remoción del sobrenadante en por lo menos tres niveles superiores. El sobrenadante será retornado a los procesos de tratamiento.

Otros detalles a considerarse en el diseño de digestores son:

- La forma de los tanques puede ser ovalada, circular o cuadrada.
- El fondo de los digestores cilíndricos debe una pendiente hacia el centro de pro lo menos 1:6. El lodo digerido es retirado del fondo del tanque, al centro.
- La profundidad varía entre 6 y 14 m. Para tanques cilíndricos de 15 a 18 m, de diámetro, la profundidad generalmente varía entre 5 y 6 m. Para

tanques de mayor capacidad generalmente se especifican profundidades alrededor de 10 m.

- Los digestores deben tener facilidades de limpieza y mantenimiento. Se recomienda la instalación de un pozo de inspección central.
- El proyectista deberá justificar el diseño de las facilidades de recuperación de gas, teniendo en consideración por lo menos los siguientes aspectos:
  - Facilidades de medición de gas
  - Trampas de llamas y otros sistemas de seguridad
  - Almacenamiento de gas
  - Manómetros, trampas de gotas y quemadores de gas.

Para casos en los cuales no se desea recuperar el gas del proceso, se diseñará un proceso de digestión abierto de una etapa, teniendo las siguientes recomendaciones:

- El volumen del digestor se determinará adoptando una carga entre 0.4 y 1.6 kg SSV/ (m<sup>3</sup>.d), las mismas que corresponden a valores de –tasas bajas–. Para las condiciones de la costa y el oriente se usarán cargas más altas y para instalaciones en la sierra se usarán cargas mas bajas.
- El contenido de sólidos en el lodo tiene gran influencia en el tiempo de retención de sólidos. Se comprobará el tiempo de retención de sólidos, de acuerdo con los valores que se indican y si es del caso se procederá a reajustar la carga:

Temperatura, °C	Tiempo de retención, d
20	47
25	37
30	33
35	24
40	23

- Los digestores abiertos pueden ser de forma de tanque circular o cuadrado o en forma de lagunas de lodos.

## 8.2 Lagunas de lodos

- Las lagunas de lodos pueden emplearse como digestores o para almacenamiento. Su profundidad generalmente varía entre 3 y 5 m y su superficie se determinará con el uso de carga superficial entre 0.1 y 0.25 kg SSV/ (m<sup>3</sup>.d). Para evitar la presencia de malos olores se deben usar cargas hacia el lado bajo.
- Los requisitos de volumen para una laguna para digestión de lodos, se determinan con los parámetros anteriormente indicados para digestores de baja carga.
- Las facilidades de lagunas de lodos deben diseñarse teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los diques y fondo de estas lagunas son preferiblemente diseñadas con recubrimiento de losetas de hormigón.
- Los taludes de los diques pueden ser de mayor pendiente que para lagunas de estabilización. El fondo de las mismas debe tener pendiente hacia una tolva central.
- Se deben incluir facilidades para remoción de lodo digerido en el fondo y del sobrenadante, en por lo menos tres niveles superiores.
- En forma similar que para lagunas de estabilización se deberán incluir facilidades para limpieza, circulación de vehículos, rampas de acceso, etc.

### **8.3 Remoción de Lodos de Laguna de Estabilización**

- Remoción de lodos de lagunas primarias, se procederá al drenado mediante el uso de sifones. Las lagunas deberán drenarse hasta alcanzar el mínimo nivel, en estas condiciones el lodo quedará expuesto al ambiente. La operación de secado debe escogerse en la estación seca y tiene una duración no mayor a dos meses. Durante esta operación el agua residual debe idealmente tratarse sobrecargando una batería paralela.
- El lodo del fondo debe dejarse secar a la intemperie. El mecanismo de secado es exclusivamente por evaporación y su duración depende de las condiciones ambientales, principalmente de la temperatura. En condiciones de climas cálidos y templados, el lodo de una laguna se seca en periodos entre 4 y 6 semanas, formando grietas en forma similar a la de lechos de secado.
- Una vez que se ha logrado un contenido de sólidos de alrededor del 35%, el lodo es manejable y puede ser removido en forma manual o con la ayuda de equipo pesado. Para instalaciones grandes es recomendable la remoción de lodo con cargadores frontales y volquetas.
- El lodo seco debe almacenarse en pilas de hasta 2 m de altura previo a su uso como abono. Los lodos secos tienen gran demanda como abono y solamente en el caso de no ser factible el uso agrícola, se debe proceder a su disposición idealmente en rellano sanitario de la Ciudad.

### **8.4 Lechos de secado**

Los lechos de secado son generalmente el método mas simple y económico de deshidratación de lodos estabilizados aeróbicamente (zanjas de oxidación) o anaeróbicamente (digestión anaeróbica).

Previo al dimensionamiento de los lechos se calculará la masa y volumen de lodos estabilizados, por un año. En el caso de zanjas de oxidación el contenido de sólidos en el lodo es conocido. En el caso de lodos digeridos anaeróbicamente se determinará la masa de lodos considerando una reducción de sólidos volátiles entre el 50% y 55%. La gravedad específica de los lodos digeridos varía entre 1.03 y 1.04. Si bien el contenido de sólidos en el lodo digerido depende del tipo de lodo, los siguientes valores se dan como guía:

- Para lodo primario digerido: de 8 a 12% de sólidos.
- Para lodo de procesos biológicos incluido lodo primario: de 6 a 10% de sólidos.

Los requisitos de área de lechos de secado se determinan adoptando una profundidad de aplicación entre 20 y 30 cm y calculando el número de aplicaciones por año. Para el efecto se deben tener en cuenta los siguientes periodos de operación:

- Periodo de aplicación: 4 a 6 horas
- Periodo de secado: entre 3 y 4 semanas para climas cálidos y entre 4 y 6 semanas para climas fríos.
- Periodo de remoción del lodo seco: entre 1 y 2 semanas para instalaciones con limpieza manual (dependiendo de la forma de los lechos) y entre 1 y 2 días para instalaciones pavimentadas en las cuales se puede empujar el lodo seco, con un tractor pequeño.
- Periodo de preparación y mantenimiento: entre 1 y 2 días por aplicación para lechos de arena. Un día por aplicación para lechos con ladrillos (con juntas de arena) y una semana por año para lechos pavimentados con drenaje central.

Adicionalmente se comprobarán los requisitos de área teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

Tipo de lodo	Kg sólidos / (m <sup>2</sup> .año)
Primario	120-200
Primario y filtros percoladores	100-160
Primario y lodos activados	60-100
Zanjas de oxidación	110-200

En relación con detalles de diseño de lechos de secado, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Los tanques pueden ser construidos de mampostería, de concreto o de tierra (con diques), de una profundidad total de 30 a 40 cm. El ancho de los lechos es generalmente entre 3 y 6 m pero para instalaciones grandes pueden sobrepasar los 10 m.
- El medio de drenaje no es de importancia en relación con el secado, ya que el mecanismo de secado es exclusivamente por evaporación, sin embargo sirve para drenar agua de lluvias cuando los lechos están fuera de operación. Este medio generalmente es de 0.30 m de espesor y debe tener los siguientes componentes:
  - El medio de soporte recomendado esta constituido por una capa de 15 cm formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2-3 cm llena de arena. La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0.3 a 1.3 mm y un coeficiente de uniformidad menor que 5.
  - Debajo de la arena se debe colocar un estrato de grava graduada entre 1.6 y 51 mm (1/16" y 2"), de 0.20 m de espesor.

- Los drenes deben estar constituidos por tubos de 100 mm, colocados debajo de la grava, en pequeñas zanjas.
- Alternativamente se pueden diseñar lechos pavimentados con losas de hormigón o losetas prefabricadas, con una pendiente de 1.5% hacia un canal central de drenaje. La forma de estos lechos es de 5 a 15 m de ancho, por 20 a 45 m de largo.
- Para cada lecho se debe proveer una tubería de descarga con su respectiva válvula de compuerta y loseta en el fondo, para impedir la destrucción del lecho.

Una vez construida la planta de tratamiento de aguas residuales, se deberá entregar al personal que le dará la operación y el mantenimiento a la misma y el diseñador deberá dejar un manual de operación y mantenimiento, que dará las pautas para que la planta funcione de una manera adecuada.

## **CAPITULO IX**

### **MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO (MOM)**

#### **9.1 Generalidades**

Una vez construida la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, se deberá entrenar al personal que le dará la operación y el mantenimiento a la misma y el diseñador deberá dejar un Manual de Operación y Mantenimiento, que dará las pautas para que la planta funcione de una manera adecuada.

#### **9.2 Actividades que debe llevar un Manual de Operación y Mantenimiento (MOM)**

- Descripción de la PTAR
- Operación de rutina
  - Limpieza de maleza
  - Retiro de material flotante (con frecuencia), etc.
- Operación de emergencia: ejemplo caudales extras
- Operaciones en casos especiales: ejemplo temblores, etc
- Mantenimiento preventivo
- Mantenimiento correctivo
- Personal y equipo necesario
  - Personal (grado de escolaridad, entrenamiento, número, etc)
  - Salud y seguridad del personal (vacunas, chequeos médicos)
  - Equipo (cantidad, características, cuidado en el uso, etc)
- Limpieza y retiro de lodos (con frecuencia)
- Monitoreo
  - Parámetros de ingreso
  - Parámetros de egreso
  - Puntos de muestreo
  - Frecuencia
  - Medición de caudal
  - Monitores especiales (cantidad de arena retenida, material flotante, etc)
  - Inicio de operación (tiempo de partida)
- Laboratorio
  - Equipo
  - Personal
  - Reactivos
  - Métodos de análisis
- Manejo de los subproductos
  - Lodo estabilizado
  - Agua residual tratada
  - Gas

## **CAPITULO X**

### **SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL**

#### **10.1 Generalidades**

Es la captación del agua de lluvia que precipita en un área contribuyente y conducirla a un sistema de tuberías o canales.

Los sistemas de tuberías son empleados para ciudades o lugares poblados.

Los canales abiertos son más usados en carreteras o en poblaciones con características topográficas especiales; y en casos de líneas de descarga.

El sistema de Alcantarillado Pluvial será en su totalidad por gravedad y separado del Alcantarillado Sanitario. Podrá ser de dos tipos analizados independientemente, uno con tragante, pozos y tubería y el otro por canaletas.

#### **10.2 Estimación del Caudal de Diseño**

El caudal producido por la escorrentía se calculará mediante el método racional.

$$Q = 2.78 * C * I * A$$

Donde:

Q= Caudal en lts/seg

C= Coeficiente de escorrentía (ver tabla 10.1)

I= Intensidad media de la lluvia en mm/hr

A= Área de la superficie tributaria en hectáreas

Basándose en los siguientes supuestos:

- El máximo % de escorrentía en cualquier punto es función directa del promedio de la intensidad de lluvia durante el tiempo de concentración para ese punto.
- La frecuencia de la descarga máxima es la misma que el promedio de la intensidad de lluvia.
- El tiempo de concentración es el tiempo requerido para que la escorrentía llegue a ser establecida y fluya desde la parte más remota del área drenada, hasta el punto en consideración. Esta suposición se refiere a la parte más remota en tiempo no necesariamente en distancia.

#### **10.3 Coeficiente de Escorrentía (C)**

Para cada tramo se tomará el coeficiente de escorrentía promedio correspondiente al área tributaria así:

$$C = \frac{\sum (c. a)}{\sum a}$$

El coeficiente de escorrentía de la fórmula racional se estimará para los diferentes componentes de la cuenca según los valores siguientes:



<i>Tipo De Superficie</i>	<i>Valores De C</i>
Techos impermeables	0.70 – 0.95
Superficies asfaltadas	0.85 – 0.90
Pavimentos de concreto	0.75 - 0.85
Parques, jardines y praderas	0.20 - 0.50
Terrenos deshabitados y parqueos en grava	0.15 -0.30

Para el proceso de cálculo se deberá determinar el coeficiente ponderado, calculado en base al porcentaje de cada área.

#### 10.4 Intensidad Media (I)

La intensidad media de la lluvia es en base a la frecuencia o período de retorno y el tiempo de concentración.

La intensidad de lluvia se calcula con la siguiente relación:  $I = a / (b + t)$

Donde: a y b = constantes del lugar y del periodo de retorno

(Se obtiene de estudios meteorológicos)

t = tiempo de concentración o tiempo de corrimiento (min)

- En tramos iniciales será de 12 minutos
- En tramos consecutivos será:

$$t_n = t_{n-1} + L_{n-1} / 60 V_{n-1}$$

Donde:

$t_n$  = tiempo de concentración hasta el tramo considerado (minutos)

$t_{n-1}$  = tiempo de concentración hasta el tramo anterior (minutos)

$L_{n-1}$  = longitud del tramo anterior (m)

$V_{n-1}$  = velocidad a sección llena en el tramo anterior (m/s)

Cuando vierten varios ramales en un tramo del alcantarillado se deberá tomar como base de cálculo el mayor de los tiempos de concentración.

#### Frecuencia o Periodo de Retorno

Los sistemas se diseñarán para una frecuencia de ocurrencia no menor de 5 años y ésta se fijará de acuerdo con la importancia del sector servido.

#### Escalas De Frecuencias A Usar

Para las zonas residenciales de 5 a 10 años.

Para las zonas comerciales o de industria de 10 a 20 años.

Diseño de colectores principales de 10 a 50 años.

## **10.5 Área Tributaria**

El área tributaria en un tramo se hará sumando el área del tramo considerado con las áreas tributarias de los tramos anteriores.

## **10.6 Calculo Hidráulico**

- En general, se usarán secciones circulares de concreto funcionando como canales a sección llena.
- El cálculo de la capacidad, velocidad, diámetro y pendientes, se hará aplicando la fórmula de Manning ya expuesta en los Capítulos anteriores.
- Cada tramo se calculará con el caudal que tenga en su extremo bajo.

### **10.6.1 Diámetros Mínimos**

El diámetro mínimo será de 450 mm (18”), las tuberías que unen los tragantes con los pozos de registro serán de 375mm (15”).

### **10.6.2 Velocidades Máximas y Mínimas**

Velocidad máxima a sección llena: 5.00 m/s

Velocidad mínima : 0.60 m/s

En sistemas combinados deberá comprobarse el funcionamiento de la sección parcialmente llena en época seca.

### **10.6.3 Profundidad de las tuberías**

De la corona a la superficie: 1.20 metros

Cuando la altura resulte mayor de 3.00 metros se diseñará una tubería auxiliar sobre la principal para recibir las conexiones domiciliarias.

## **10.7 Obras Accesorias**

### **10.7.1 Pozos de Visita**

Se diseñarán para localizarlos en los siguientes casos:

- En cambios de diámetro
- En cambios de pendiente
- En cambios de dirección horizontal para diámetros menores de 24” Ø
- En la intersección de dos o mas tuberías
- En los extremos superiores de ramales iniciales
- A distancias no mayores de 100 metros en línea recta en diámetros hasta de 24” Ø
- A distancias no mayores de 300 metros en línea recta en diámetros superiores a 24” Ø
- La diferencia de cotas invert entre las tuberías que entra y la que sale de un pozo será como mínimo 0.03 m; cuando el diámetro interior de la tubería que entra sea menor que la que sale, la diferencia de cotas invert será como mínimo la diferencia de diámetros.
- Siempre que la diferencia de cotas invert de la tubería que entra con la que sale sea mayor de 0.70 m, deberá diseñarse un accesorio especial que encause el caudal con un mínimo de turbulencia.

La altura del pozo no será mayor de 4.50 metros ni menor de 1.50 metros.

#### **10.7.2 Tragantes**

Se localizarán en los siguientes casos:

- En las partes bajas, a 3.00 metros de la esquina
- En puntos intermedios, cuando el caudal acumulado provoque un tirante de agua superior a 0.10 metros.
- Únicamente en aquellas calles con pavimento o que vayan a recibir algún tipo de tratamiento superficial
- Sólo cuando las calles tengan bordillo o que conozcan las cotas definitivas de la rasante.

Se usarán tragantes de tipo horizontal en pendientes de 5% o mayores y tragantes tipo vertical en pendientes menores de 5%.

#### **10.8 Formulas Recomendadas**

- Para el cálculo de caudal y velocidad a tubo lleno y las relaciones de caudal y velocidad, se usarán las fórmulas expuestas para Alcantarillado Sanitario.
- Cuando el drenaje de aguas lluvias sea del tipo canaletas se usarán las fórmulas generales de canales.

## **CAPITULO XI**

### **ESTACIONES DE BOMBEO**

#### **11.1 Generalidades**

Las estaciones de bombeo deberán seguir siendo la excepción y no la regla en los sistemas de alcantarillado, debido a que dificultan la operación y la vuelven más costosa. Sin embargo, son necesarias para cubrir los tramos cuesta arriba, o asistir al flujo en terrenos planos. La necesidad de contar con una estación de bombeo, al igual que su tamaño y ubicación, deberán determinarse en base a las condiciones generales técnicas y económicas. Habrá que recordar que los contaminantes sólidos también deben ser bombeados conjuntamente con el agua residual.

Las partes más importantes de una estación de bombeo son:

- La cámara de depósito para la entrada de las aguas (pozo húmedo)
- La casa de máquinas en la cual están instaladas las bombas
- Las bombas
- Las instalaciones eléctricas
- Las instalaciones sanitarias

##### **11.1.1 Pozo Húmedo**

El pozo húmedo puede construirse como un tanque independiente o como parte de la estación de bombeo. El tamaño del mismo dependerá de los ciclos de funcionamiento de la bomba.

$$V = 0.9 \frac{Q_m}{Z}$$

Donde:

V = volumen en el pozo húmedo, en m<sup>3</sup>

Q<sub>m</sub> = descarga promedio, en l/s

Z = ciclos por hora, como sigue:

Hasta 7.5 Kw	$z \leq 15$
Hasta 50 Kw	$z \leq 12$
Más de 50 Kw	$z \leq 10$

El pozo húmedo esta provisto de una rejilla y en los casos necesarios (grandes estaciones de bombeo) de un triturador.

##### **11.1.2 Pozo Seco**

En la cámara seca se encuentran las bombas de agua y de vacío, las conexiones de las tuberías de succión y de descarga, las válvulas de compuerta, los instrumentos de medición y los interruptores eléctricos.

### 11.1.3 Tuberías de Succión y Tuberías de Descarga

Normalmente la tubería de succión es más grande que la tubería de descarga. La velocidad del flujo, en lo posible, no deberá ser mayor de 1.0 m/s, para evitar que la carga hidráulica se separe. Las pérdidas por fricción en las tuberías de succión podrán obtenerse a partir de los cuadros respectivos. Si existen varias bombas, cada una deberá contar con su propia tubería de succión.

Las tuberías de descarga también deberán disponerse de modo tal que cada bomba tenga su propia tubería. Estas tuberías a presión pueden fabricarse con los materiales siguientes: hierro fundido, hierro fundido dúctil, acero, asbesto cemento, concreto armado y plástico. Para evitar obstrucciones en las tuberías a presión, la velocidad del flujo y el diámetro de la tubería no deben ser menores que los valores señalados en la siguiente Tabla:

**TABLA 11.1**

#### **Diámetros y velocidades mínimas para tuberías a presión**

Material a ser transportado	Mínimo	
	V (m/s)	Ø (mm)
Agua residual cruda, sin criba fina ni triturador	0.70	125
Agua residual cruda, con criba fina o triturador	0.60	100
Agua residual con criba gruesa, tiempo mínimo de sedimentación 10 min	0.50	60
Agua residual mecánicamente clarificada	0.40	50
Agua residual mecánica y biológicamente clarificada	0.30	40
Arena fina hasta un Ø de 1 mm	0.60	50
Arena gruesa y piedras de hasta un Ø de 20 mm	1.00	150

### 11.1.4 Tipos de Bombas

Las bombas se instalan en pozos secos o en pozos húmedos, horizontal o verticalmente.

En los sistemas de alcantarillado se utilizan varios tipos de bombas. Entre los tipos principales se encuentran:

- Bomba tipo tornillo de Arquímedes para poca elevación (menor de 7 m); para obtener una mayor elevación se pueden emplear dos bombas de este tipo, una sobre la otra.
- Bombas de Arquímedes circundadas, con el tornillo encerrado en la tubería.
- Bombas inatascables, adecuadas especialmente para las aguas residuales no tratadas, pues permiten mayores espacios libres.

- Bombas de hélice, poseen la ventaja de ser más resistentes a materiales extraños que las bombas inatascables y son también más eficaces. Normalmente, la elevación manométrica es de hasta 10 m y, en casos especiales, llega hasta 20 m.
- Bombas impelentes y de elevación por diafragma, son portátiles y generalmente se utilizan durante la construcción del sistema de alcantarillado para evacuar el agua subterránea con alto contenido de lodos.
- Bombas centrífugas, en la actualidad se utilizan con mucha frecuencia en los sistemas de alcantarillado. Existe una gran variedad de estas bombas, por ejemplo bombas horizontales y verticales para pozos secos o bombas verticales sumergibles, con motor integrado o independiente.
- Las bombas manuales o de eyección neumática, elevan el agua residual mediante la inyección de aire comprimido, aprovechando la diferencia de densidades.
- Las bombas sumergibles, pueden emplearse para innumerables propósitos.

#### 11.1.5 Cálculo del Tamaño de la Bomba y Numero de Bombas

El cálculo del tamaño de la bomba se basa en:

- La potencia requerida y el tipo de bomba seleccionada
- El número de bombas

La potencia requerida por las bombas se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$L_p = \frac{\gamma Q H_{\text{man}}}{1000 \eta_p} \quad (11.1)$$

Donde:

$\eta_p$  = eficiencia de las bombas en % de acuerdo a los catálogos de las mismas

$L_p$  = potencia requerida por las bombas, en Kw

$Q$  = descarga, en m<sup>3</sup>/s

$\gamma$  = gravedad específica del fluido transportado, en KN/m<sup>3</sup>

$H_{\text{man}}$  = elevación manométrica en m WS (1 m WS es equivalente a la unidad de presión de 0.1 bar) donde  $H_{\text{man}} = e + z$

$e$  = elevación geodésica: diferencia en altura entre el nivel de agua de presión y el de succión, en m

$z$  = resistencia al flujo en toda la tubería de succión y de presión, sin incluir la bomba, en m WS del fluido transportado.

Al determinar la potencia requerida por el motor, se deberá considerar una capacidad de reserva  $L_r$ , de la manera siguiente:

<i>Para <math>L_p</math> en Kw</i>	<i><math>L_r</math></i>
Hasta 7.5	Aproximadamente 50 %, por lo menos 1 Kw
De 7.5 – 20	Aproximadamente 25 %
De 20 – 50	Aproximadamente 15 %
Más de 50	Aproximadamente 10 %

En consecuencia, la demanda de potencia  $L_m$  del motor será:

$$L_m = L_p + L_r$$

Donde  $L_r$  = capacidad de reserva, en Kw

El motor deberá estar diseñado para un límite de carga crítica del acoplamiento entre la bomba y el motor, dentro de los límites de carga establecidos. A partir de los catálogos podrá seleccionarse la bomba apropiada en base a la demanda calculada.

El número de bombas se calcula empleando la ecuación:

$$N = \frac{L_{pr}}{L_p}$$

Donde

$L_{pr}$  = potencia total requerida (incluyendo al capacidad de reserva) de las bombas, en Kw

$L_p$  = potencia requerida de la bomba seleccionada a partir del catálogo, en Kw

El número de bombas no deberá ser muy elevado (aproximadamente de 2 – 3). Por otro lado deberá mantenerse una de reserva:

Por 1 a 3 bombas en funcionamiento, se deberá mantener una de reserva

Por más de 3 bombas en funcionamiento, se deberá mantener dos bombas de reserva.

El diagrama de la bomba es la relación de  $Q$  con respecto a  $H_{man}$ . La capacidad de una bomba sólo puede desplazarse a la línea  $Q - H_{man}$ , es decir, una bomba elevará el flujo en relación inversa al gasto.

#### **11.1.6 Instalaciones Eléctricas**

Las instalaciones eléctricas, deberán realizarse observando, cuidadosamente, las respectivas normas técnicas de seguridad.

Las grandes estaciones de bombeo deberán contar con instalaciones de agua potable y desagüe para uso del personal y para la limpieza de la caseta de la bomba y demás instalaciones.

### **11.2 Uso**

Son necesarias para cubrir los tramos cuesta arriba, o asistir al flujo en terrenos planos.

Las principales condiciones y factores que afectan la necesidad de recurrir al uso de estaciones de bombeo en las redes de alcantarillado son:

- Cuando la zona de la cota a servir es demasiado baja para que sus aguas residuales puedan ser evacuadas por gravedad a los colectores existentes o en proyecto.

- Cuando se requiere dar servicio a zonas situadas en el exterior de la cuenca vertiente, pero perteneciente al término sanear
- Cuando la omisión de un bombeo, aun en el caso de que ello sea factible, supone un coste de construcción excesivo debido a la necesidad de efectuar grandes excavaciones para la construcción de la alcantarilla que dé servicio a una zona determinada.

### 11.3 Ubicación

Condiciones del sitio, dueños del terreno, drenaje del terreno y de la localidad, patrones de tránsito, accesibilidad para vehículos, disponibilidad de utilidades y servicios comunales tales como:

- Energía eléctrica (voltaje y carga)
- Agua potable
- Protección contra incendios
- Gas vapor y
- Teléfono

El tamaño del terreno debe estar en concordancia con la profundidad de la estación de bombas y con las condiciones del nivel freático, que determinan el tamaño de la excavación de acuerdo con el tamaño específico de la estructura necesaria para la misma. El tamaño del terreno debe también tomar en consideración el tamaño de la superestructura, necesidades de acceso y estacionamiento y distancia a los límites de la propiedad.

Las entradas para acceso y las superestructuras deben colocarse, preferiblemente, fuera de los derechos de vía de las calles u otras áreas de transporte público. Las alarmas o señales no deberán obstruirse a la vista por las características topográficas o paisajistas. De ser posible las estaciones de bombeo de aguas pluviales deberán ubicarse en áreas donde el agua pueda almacenarse sin que cree una cantidad indebida de daños por inundaciones, en caso de que el influjo exceda la capacidad de la estación de bombeo. Para la orientación y ubicación de la estación en el sitio, debe tomarse en cuenta el acceso de vehículos, el flujo de tránsito, las pendientes del sitio con relación a los muelles de carga y descarga y remoción del equipo, y la disposición de los sólidos retenidos en las rejillas.

### 11.4 Tipos de Estación

El tipo de estación de bombeo seleccionado estará regido por su capacidad de diseño, clase de bombas, función, vida esperada y estética. El tipo de estación puede estar limitado por el tamaño del sitio disponible o por la cantidad de proyección permisible, sobre o bajo la superficie del terreno. La capacidad del diseño, sin embargo, es la variable mas significativa.

#### **Clasificación de estaciones de bombeo de acuerdo a su capacidad de flujo**

**Estaciones muy pequeñas:** menos de 6 l/s (100 gal/min). Se usan generalmente eyectores neumáticos o bombas desmenuzadoras para servir desde 1 hasta 50 edificios aislados, con líneas de descarga menores a 100 mm (4" Ø)

**Estaciones pequeñas:** de 6 a 20 l/s (100 a 300 gal/min). Generalmente se usan bombas inatascables capaces de manejar sólidos de 65 mm de diámetro y preferiblemente de 80 mm (2.5 y 3 pulgadas), descargando en líneas de 100 mm (4" Ø). Se requieren bombas dobles



excepto en casos excepcionales con bombas dimensionadas para manejar el flujo máximo. Se deben tomar provisiones para cualquier crecimiento futuro, tales como: el operar bombas en paralelo, proporcionar mayor capacidad al impulsor de las bombas iniciales, incrementar la capacidad de la bomba, o dejar espacio para acomodar una tercera bomba. Usan foso húmedo preferiblemente, y los motores se instalan tanto sobre el terreno como enterrados o sumergidos. Las succiones de la bomba son sumergidas o de auto cebado. El uso de bombas de auto cebado se limita a una altura de succión práctica con una máximo de 4.5 a 5.5 m (15 a 18 pies). Se pueden usar eyectores neumáticos en lugar de bombas, pero no presentan la flexibilidad para acomodar futuras expansiones. En climas cálidos se puede usar el equipo expuesto a la intemperie.

**Estaciones medianas:** de 20 a casi 200 l/s (300 a 3000 gal/min). Generalmente se usan bombas inatascables duplicadas, con posible previsión para aumentar en el futuro la capacidad de la bomba. Cada bomba tendrá capacidad de en exceso del caudal máximo de diseño.

**Estaciones grandes:** sobre 200 l/s (3000 gal/min). Se pueden usar dos bombas pero la eficiencia de la operación sobre las variaciones de flujo, usualmente determinan el uso de 3 o mas bombas. Las capacidades se deben seleccionar de tal manera, que cuando la bomba mayor este fuera de servicio, las otras pueden manejar los caudales máximos. Las bombas sumergibles están disponibles en capacidades mayores a los 1,200 l/s (20,000 gal/min) para aguas residuales y hasta 6,000 l/s (100,000 gal/min) para aguas pluviales.