

MANUAL DE PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN POBLACIONES RURALES

Ing. Eduardo García Trisolini
Lima, mayo 2008

INDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN

PRIMERA PARTE: AGUA POTABLE

I. INFORMACIÓN BÁSICA.

1. Aspectos sociales.
2. Aspectos logísticos y legales.
3. Topografía.
4. Hidrología.
5. Geología.

II. PLANEAMIENTO.

1. Demanda de agua.
2. Oferta de agua.
3. Componentes del sistema.

III. TUBERÍAS.

1. Cálculo de caudales.
2. Resistencia a la presión.
3. Recomendaciones para su instalación.

IV. DISEÑO DE CAPTACIONES.

1. Manantiales.
2. Aguas subterráneas.
3. Ríos o canales.

V. DISEÑO DE LINEAS DE TUBERÍAS Y RESERVORIOS.

1. Conducción / impulsión.
2. Aducción y distribución.
3. Reservorio.

VI. DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE FILTRO LENTO.

1. Descripción general.
2. Proceso de tratamiento.
3. Recomendaciones para el diseño.
4. Recomendaciones para su operación y planeamiento.

SEGUNDA PARTE: SANEAMIENTO

I. INFORMACIÓN BÁSICA.

1. Aspectos sociales.
2. Aspectos logísticos y legales.
3. Topografía.
4. Geología.

II. PLANEAMIENTO.

1. Caudales y volúmenes de diseño.
2. Componentes del sistema.

III. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

1. Colectores y emisores.
2. Buzones y buzonetas.
3. Estación de bombeo.

IV. DISEÑO DE TANQUES SEPTICOS.

1. Descripción general.
2. Proceso de tratamiento.
3. Recomendaciones para el diseño.
4. Recomendaciones para su operación y tratamiento.

V. DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS.

1. Descripción general.
2. Proceso de tratamiento.
3. Recomendaciones para el diseño.
4. Recomendaciones para su operación y tratamiento.

ANEXO:

A. *Biofiltros.*

B. *Costos referenciales para agua y saneamiento.*

INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente manual, es dar un instrumento que facilite a los proyectistas y a los evaluadores de proyectos de agua potable y saneamiento, en poblaciones rurales (normalmente en poblaciones menores a 5,000 habitantes) en la elaboración de expedientes técnicos y en la evaluación de los mismos.

Para cumplir el objetivo, el manual tiene las siguientes características:

- √ *Carácter integral de los aspectos a considerarse en los programas y proyectos de agua potable y saneamiento, en la planificación y el diseño.*
- √ *Tipo de ayuda memoria con todos los aspectos a considerarse. Es un check list para la elaboración de un estudio.*
 - *Descripciones de los aspectos más notables para un adecuado diseño de las obras.*
- √ *Se adjunta un anexo de precios aproximados de costos de materiales, equipo, estructuras, partidas presupuestales y costos per cápita de las instalaciones, para orientar los presupuestos.*

Es deseo que el presente documento coadyude a la elaboración de mejores proyectos por parte de los proyectistas y también permita un mejor control para su aprobación por parte de los evaluadores.

El Autor

PRIMERA PARTE:

AGUA POTABLE

I

Información básica

- 1. Aspectos sociales.**
 - 2. Aspectos logísticos y legales.**
 - 3. Topografía.**
 - 4. Hidrología.**
 - 5. Geología.**
-

1. ASPECTOS SOCIALES

a) Población actual

- Número de habitantes y familias.
- Número de viviendas y descripción de servicios públicos (escuelas y postas médicas, etc).
- Nivel de migraciones permanentes y estacionales.

b) Población a 20 años

- Nivel de crecimiento o decrecimiento desde hace 10 años atrás.
- Determinación de condiciones socio-económicas que pueden afectar el crecimiento a futuro.
- Proyección poblacional a 20 años, en base al análisis de la información anterior.

c) Consideraciones socio económicas

- Ocupación de la población. Indicar las 3 principales actividades.
- Ingreso familiar.
- Posibilidad de financiar instalaciones intradomiciliarias de agua y saneamiento.
- Posibilidad de pago de tarifas por el uso de los servicios.

d) Aspectos organizativos

- Organización actual para agua potable y saneamiento.
 - Disposición para el aporte de mano de obra en la ejecución del proyecto, indicando número de jornales/familia, número de familias y periodos del año del aporte.
 - Indicar proyectos similares en que aportaron mano de obra.
-

2. ASPECTOS LOGÍSTICOS Y LEGALES

Deben considerarse los siguientes aspectos:

a) Facilidades para ingeniero residente

- Alojamiento.
- Movilidad.
- Oficina.

b) Condiciones para la construcción

- Acceso a la zona, épocas de interrupción de vías.
- Almacén para materiales y herramientas.
- Lugar de compra de materiales, distancia, fletes.
- Disponibilidad en la localidad del equipo mecánico como retroexcavadora, volquetes, mezcladora, bomba de agua, etc. Precios y condiciones.
- Disponibilidad del personal obrero en la zona indicando períodos difíciles.

c) Condiciones climáticas

Deben presentarse registros de temperaturas y precipitación pluvial de las estaciones más cercanas.

d) Condiciones gerenciales, sociales y políticas

- Experiencias y capacidad de gestión de municipio.
- Condiciones sociales y políticas que pueden afectar la ejecución del proyecto.

e) Condiciones legales

Propiedad de áreas donde se construyan plantas de tratamiento, estaciones de bombeo y reservorios.

3. TOPOGRAFÍA

a) Plano general

- Plano donde se construya todas las obras del proyecto.
- Se recomienda utilizar la carta nacional, en escala 1: 25.000 con curvas de nivel cada 25 m.

b) Plano en planta de obra específica

Se refiere básicamente a zonas donde se ubiquen obras importantes que puedan ser captación (cuando se ubica un río), planta de tratamiento y reservorio. Se recomienda escala 1:100 con curvas de nivel cada 0.5.

c) Plano para instalación de tuberías de conducción, aducción e impulsión

Se debe presentar plano en planta de franja de 20m de ancho (10 m a cada lado del eje de la tubería) en el que se puede apreciar orografía y construcciones (casas, vías, puentes, etc.) y perfil de alineamiento.

Escala recomendada: 1,000 a 1,200 con curvas de nivel cada 1.0 m.

d) Levantamiento del centro poblado y futuras ampliaciones

- Se requiere para el diseño del sistema de distribución.
 - Deben nombrarse las calles, indicando longitud frontal de las propiedades codificadas.
 - Escala recomendada: 1:500 a 1:1000.
 - Curvas de nivel: cada 0.5 a 1.0 m.
-

4. HIDROLOGÍA

a) Tipo y ubicación

Determinar si es manantial, río, canal o agua subterránea y cotas de captación.

b) Determinación de caudales

Se propone la siguiente forma de presentación.

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
l/s												



Caudales aforados



Caudales proyectados en base a información de los pobladores.

En el caso que la fuente de agua sea subterránea, tendrá que incluirse un informe geológico y los estudios de prospección geofísica.

El informe geológico deberá estar orientado a la determinación de la presencia de acuíferos y la prospección geofísica determinará la profundidad del acuífero y la calidad del agua respecto a la salinidad.

c) Calidad de agua

La calidad del agua es una condición fundamental en proyectos de agua potable.

En el capítulo 1I-3, se describe estas características.

En el caso de captación de ríos además de aspectos físicos, químicos y bacteriológicos, se determinará el transporte de sedimentos para el diseño del desarenador.

5. GEOLOGÍA

Deben determinar los aspectos siguientes:

- Clasificación de suelos para la excavación.
- Determinaciones del nivel freático.
- Materiales para el relleno de zanjas.
- Agregados para el concreto.
- Estudios geológicos específicos.

a) Clasificación de suelos / nivel freático

Se determinará el volumen de excavaciones con la siguiente clasificación:

- Roca fija.
- Roca suelta.
- Tierra.

Para determinar esta clasificación se aperturarán calicatas de 1m de profundidad en el alineamiento de las excavaciones previstas aproximadamente cada 100 m. Estas mismas calicatas servirán para determinar niveles freáticos.

b) Materiales para el relleno de zanjas

Debe determinarse las canteras para la primera etapa de relleno de zanjas, que debe ser material granular zarandeado, que puede ser el mismo material de excavación y cuando no resulta adecuado debe determinarse las canteras respectivas indicando ubicación, acceso, volumen y costos de explotación y traslado.

c) Agregados para el concreto

Considerando que se utilizará concreto en las obras de captación, plantas de tratamiento y reservorios, así como piletas, es necesario ubicar e indicar los bancos de agregados, obteniéndose muestras para su análisis granulométrico y ser presentado en el expediente técnico.

La distancia del banco a las obra y su facilidad de explotación, así como el acceso vial, determinarán los costos de estos agregados para ser utilizados en los análisis de precios del concreto o tarrajeo.

Los agregados deberán ser hormigón para concreto y arena para tarrajeo.

d) Estudios geológicos específicos

Se realizará para determinar la capacidad portante para la cimentación de reservorios elevados o estudios geofísicos de prospección de agua subterránea y estudios geotécnicos en bocatomas y descripción geológica de las rocas donde se originan los manantiales.

II

Planeamiento

- 1) **Demanda de agua.**
 - 2) **Oferta de agua.**
 - 3) **Calidad de agua.**
 - 4) **Componentes del sistema.**
-

Cuadros:

1. Requerimientos para análisis de agua potable.
2. Parámetros de calidad en el agua.
3. Directiva de la OMS para agua potable.

Gráfico:

1. Esquema de un sistema de agua potable rural.

1. DEMANDA DE AGUA

Para el cálculo de la demanda de agua se requiere analizar cuatro variables, que son:

- Periodo de diseño.
- Población actual y futura.
- Dotación de agua.
- Cálculo de caudales.

1.1 Periodo de diseño

Según DIGESA, el periodo de diseño que debe considerarse de acuerdo al tipo de sistema a implementarse es:

Sistema	Periodo (años)
Gravedad	20
Bombeo	10
Tratamiento	10

Debe entenderse sin embargo, que en todos los casos la red de tuberías debe diseñarse para 20 años.

1.2 Población actual y futura

La población actual se obtendrá de la información de las autoridades locales, relacionándolo con los censos y con el conteo de viviendas y considerando los criterios indicados en el capítulo de información básica.

La población futura, se obtendrá con la fórmula siguiente:

$$Pf = Pa \frac{(1 + rt)}{1,000}$$

Donde:

Pf : Población futura.

Pa : Población actual

r : Tasa de crecimiento anual por mil

t : N° de años

Ejemplos de aplicación:

Datos:

Pa = 5,000

r = 25 por mil

t = 20 años

Aplicación:

$$Pf = 5,000 \frac{(1 + 25 \times 20)}{1,000} = 7,500$$

1.3 Dotación de agua

La dotación de agua se expresa en litros por personas al día (lppd) y DIGESA, recomienda para el medio rural los siguientes parámetros

Zona	Módulo (lppd)
Sierra	50
Costa	60
Selva	70

La OMS recomienda los parámetros siguientes:

Población	Clima	
	Frío	Cálido
Rural	100	100
2,000 – 10,000	120	150
10,000 – 50,000	150	200
50,000	200	250

En el Fondo Perú Alemania, se ha considerado las dotaciones siguientes:

Tipo de proyecto	Dotación (lppd)
Agua potable domiciliaria con alcantarillado	100
Agua potable domiciliaria con letrinas	50
Agua potable con piletas	30

lppd = litros por persona al día

La tendencia a mediano plazo es que las letrinas cambien a alcantarillado y las piletas a instalaciones domiciliarias, por tanto en lo posible, se recomienda diseñar instalaciones a futuro con dotaciones de 100 lppd.

En el caso de colegios, el caudal de diseño considerara un incremento de 50 litros por alumno y en el caso de industrias se realizará un análisis específico.

En los módulos de consumo, por supuesto no está incluido el riego de huertos o la dotación de agua al ganado sobre todo al vacuno que consume aproximadamente 40 a 50 litros por cabeza.

El proyectista deberá evaluar este aspecto incrementando el módulo o advirtiendo para que se tome medidas en la JASS para su prohibición en estos usos. En este último caso, se deberá evaluar con los beneficiarios del proyecto la decisión de usar micro medidores, para el control del uso del agua con tarifas de acuerdo al consumo.

Caudales de diseño

Los parámetros para un proyecto de agua potable son los siguientes:

- Caudal medio diario (Qm).
- Caudal máximo diario (Q max.d)
- Caudal máximo horario (Q max.h)

Para el cálculo, se considera las relaciones siguientes:

$$Q_m = \frac{\text{módulo de consumo} \times \text{poblaciones futura}}{86,400 \text{ seg (24 hrs)}}$$

$$Q_{\text{max d}} = 1.3 Q_m$$
$$Q_{\text{max h}} = 2.0 Q_m$$

Ejemplo de aplicación

Datos:

Módulo: 100 lppd

Población: 2,000 habitantes

Aplicación

$$Q_m = \frac{100 \times 2000}{86,400} = 2.31 \text{ l/seg.}$$

$$Q_{\text{max d}} = 1.3 \times 2.31 = 3.00$$

$$Q_{\text{max h}} = 2.0 \times 2.31 = 4.62$$

El caudal $Q_{\text{max d}}$, servirá para el diseño de la captación y línea de conducción y reservorio.

En $Q_{\text{max h}}$, para el diseño del aductor y sistema de distribución.

En caso se pueda y decida captar el caudal máximo horario, se puede prescindir del reservorio en el sistema.

2. OFERTA DE AGUA

Las fuentes más usuales para el abastecimiento de agua potable son:

- Manantiales.
- Agua de ríos o canales de riego.
- Aguas subterráneas.

2.1 Manantiales

En la fuente más común, para instalaciones de agua potable en pequeños poblados, ya que las demandas mayormente se ubican debajo de los 5 l/seg.

Tienen la ventaja de la facilidad de captación ya que requieren prácticamente de una caja que evita su contaminación antes del ingreso a la línea de conducción y el hecho de que son aguas limpias sin sedimentos.

La desventaja ocurre a veces, por las fluctuaciones del caudal, habiendo casos inclusive en manantiales de caudales bajos, que estos desaparecen en el tiempo, por lo que se recomienda que el proyectista tenga bastante cuidado al considerar el caudal aforado puntualmente (una vez al año), como valedero, sin antes averiguar adecuadamente con la población local sus fluctuaciones durante el año y entre años.

2.2 Agua de ríos o canales de riego

Cuando no se dispone de manantiales de agua, se recurre a la captación directa de algún riachuelo o a la captación indirecta de esta fuente, mediante algún canal construido anteriormente.

La desventaja de captar agua de ríos y canales es que requieren plantas de tratamiento, para mejorar la calidad de agua, además las captaciones de ríos requieren obras más complejas y costosas.

En el caso de captaciones de canales deberá verificarse la disponibilidad del agua durante el año, ya que puede tener un servicio estacional con el riego, o si es un canal lateral, puede tener períodos sin agua por turnos de riego, también debe considerarse cortes de agua por mantenimiento.

2.3 Agua subterránea

Muchas veces, sobre todo en la costa, la única fuente disponible es el agua subterránea.

La detección de acuíferos explotables se realizará mediante estudios geofísicos y su explotación puede hacerse mediante pozos artesanales o tubulares.

Debe indicarse que el aprovechamiento del agua subterránea tiene dificultades por los aspectos siguientes:

- Posibilidad de aguas saladas, desde el inicio o salinización posterior.
- Avenamiento del pozo o pérdida de caudales por depresiones del nivel freático en años secos por movimientos sísmicos.

- Costo de equipo y energía requerida para el bombeo.
 - Dificultades logísticas de una JASS en el mantenimiento de electrobombas o bombas diesel.
 - Posibilidad de hurto del equipo.
-

3. CALIDAD DE AGUA

La calidad del agua se determina por tres parámetros que son:

- Físicos.
- Químicos.
- Bacteriológicos.

Los componentes de éstos parámetros se indican en el cuadro N° 02.

De los 3 componentes, los aspectos físicos y bacteriológicos se pueden mejorar con procesos de filtros y desinfección respectivamente.

Los aspectos químicos no se pueden modificar por tanto son los de mayor cuidado. En los cuadros 3 y 4 se indican los parámetros permisibles nacionales y de la OMS.

Un aspecto fundamental en la calidad de las aguas es la salinidad, determinada por la conductividad eléctrica (CE) que se expresa mhos / cm (cuadro 1).

La normatividad USA considera los siguientes parámetros

Cuadro N° 01

Calidad de agua por salinidad

Tipo de agua	CE (micromhos / cm)
Excelente a buena	Hasta 1000
Regular a perjudicial	1000 – 3000
Perjudicial a dañina	Mayor a 3000

Cuadro N° 02

Requerimientos de calidad de agua potable

Físico	Químico	Bacteriológico
Turbiedad	Ph	Contaje total de bacterias
Sólidos totales	Alcalinidad	NMP de coli/100 ml de muestra
Color	Dureza	
Sabor	Hierro	
Olor	Manganeso	
	Sulfatos	
	Cloruros	
	Amoniaco	
	Nitritos	
	Nitratos	
	Oxigeno disuelto	

Cuadro N° 03***Parámetros de calidad y límites máximos de agua potable en el Perú***

Parámetro	LMP
Coliformes totales UFC/100 ml	0 (ausencia)
Coniformes termotolerantes, UFC/100 ml	0 (ausencia)
Bacterias heterotróficas, UFC/ml	500
Ph	6.5 – 8.5
Turbiedad UNT	5
Conductividad 25° C – micromhos/cm	1500
Color, UCV Pt-Co	20
Cloruros, mg/l	250
Sulfatos, mg/l	250
Dureza, mg/l	500
Nitratos, mg NO ₃	50
Hierro, mg/l	0.3
Manganeso, mg/l	0.2
Aluminio, mg/l	0.2
Cobre, mg/l	3
Plomo, mg/l	0.1
Cadmio, mg/l	0.003
Arsénico, mg/l	0.1
Mercurio, mg/l	0.001
Cromo, mg/l	0.05
Fluor, mg/l	2
Selenio, mg/l	0.05

Cuadro N° 04***Directrices de la OMS para la calidad de agua potable (Génova 1933)***

Item	Elementos / sustancias	Símbolo / fórmula	Directriz (mg/l)
1	Aluminio	AL	0.2
2	Antimonio	Sb	0.005
3	Arsénico	As	0.01
4	Bario	Ba	0.30
5	Boro	B	0.30
6	Cadmio	Cd	0.003
7	Cloro	Cl	250.00
8	Cromo	Cr	0.05
9	Cobre	Cu	2.00
10	Cianuro	CN	0.07
11	Fluor	F	1.50
12	Plomo	Pb	0.01
13	Manganeso	Mn	0.50
14	Mercurio	Hg	0.001
15	Molibdeno	Mo	0.07
16	Niquel	Ni	0.02
17	Nitrato y nitritos	NO ₃ , NO ₂	50.00 (nitrógeno total)
18	Selenio	Se	0.01
19	Sodio	Na	200.00
20	Sulfato	SO ₄	500.00

4. COMPONENTES DEL SISTEMA

En un sistema por gravedad

- a) Captación.
- b) Línea de conducción – tubería entre captación y planta de tratamiento o reservorio de almacenamiento.
- c) Planta de tratamiento para mejorar la calidad de agua.
- d) Reservorio de almacenamiento.
- e) Línea de aducción – tubería entre reservorio e inicio de la red de distribución.
- f) Red de distribución – tuberías que distribuye el agua en la población.
- g) Piletas públicas o domiciliarias.

4.2 En un sistema de bombeo

Se tiene respecto al sistema de gravedad básicamente solo 3 cambios.

- a) La captación se convierte en estación de bombeo.
 - b) La línea de conducción se convierte en línea de impulsión.
 - c) No se utiliza planta de tratamiento.
 - d) El resto de los componentes se mantienen igual.
-

III

Tuberías

- 1. Cálculo de caudales.**
 - 2. Resistencia a la presión.**
 - 3. Recomendaciones para su instalación.**
 - 4. Prueba hidráulica.**
-

Gráficos:

1. Abaco para el cálculo de tuberías.
2. Determinación de clases de tuberías.
3. Esquema de instalación de tuberías.
4. Esquema de prueba hidráulica.

1. CÁLCULO DE CAUDALES EN TUBERÍAS DE PRESIÓN

1.1 Fórmulas

a) Fórmula de Hazen y Williams

$$Q = 0.0004264 C D^{2.63} S^{0.54}$$

Coefficientes de fricción

Fierro galvanizado	: 100
PVC	: 140 a 150

Fórmula para PVC:

$$Q = 0.0597 D^{2.63} S^{0.54}$$

Donde:

Q = Caudal (m³/seg)

D = Diámetro (m)

S = Pendiente

b) Fórmula de Manning

Coefficientes de fricción

PVC	= 0.009
Concreto	= 0.015
Fierro galvanizado	= 0.010

Fórmula:

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

$$Q = A.V$$

Donde:

V = Velocidad (m/seg)

R = Radio hidráulico = A/P

A = Área

P = Perímetro

n = Coeficiente de fricción.

Q = Caudal

1.2 Abacos

Se adjunta Abaco para tubería PVC (C = 140)

2. RESISTENCIA A LA PRESIÓN

En el cuadro siguiente se presenta las unidades de presión y sus equivalencias:

Kg/cm²	m.c.a	Atmósfera	PSI	kilopascal	Bares	lbs/pulg²
1	10	0.968	15.495	98.1	0.980	14.223

mca = metros de columna de agua (1 mca = 0.1 kg/cm²)

La relación de la resistencia a la presión de tubos PVC se indica en el cuadro siguiente:

Clase	mca	lbs/pulg²
5	50	71
7.5	75	107
10	100	142
15	150	213

Notas: Presión recomendada para el diseño: 80% de la nominal.

Cuando el proyectista tenga que diseñar sifones con presiones mayores a la clase 15, que debe soportar 120 mca (80% de la nominal) , deberá recurrir a tubos de fierro galvanizado, hasta un máximo de presión de 500 mca.

3. RECOMENDACIONES PARA LA INSTALACIÓN DE LA TUBERÍA

3.1 Almacenamiento

- El apilado de tubos debe hacerse sobre terreno nivelado hasta una altura máxima de 3 m.
- Los tubos no deben estar expuestos al sol.
- Las campanas de los tubos no deben recibir sobrepeso, lo cual se logra cruzando los tubos alternativamente en el apilado.

3.2 Instalación

a) Excavación de la zanja

- Es recomendable no abrir las zanjas con demasiada anticipación para evitar derrumbes, inundaciones, problemas de tránsito y accidentes.
- La altura de recubrimiento (sobre el tubo) debe ser como mínimo 0.8 m en zonas sin tránsito vehicular. En zonas de tránsito vehicular ligero la altura mínima debe ser 1.00 y en zonas de tránsito pesado 1.20 m.
- Para el ancho de la zanja deberá considerarse las medidas siguientes:

Hasta 2"	0.35
De 2.5 a 3"	0.40
> a 3"	0.50
- El fondo de la zanja debe estar refinado y nivelado, evitando que existan protuberancias rocosas que hagan contacto con el piso.

b) Relleno de zanjas

Cama de apoyo

Para brindar un soporte firme, estable y uniforme a la tubería, se colocará una cama nivelada de 10 cms de espesor (máximo 15 cms en terrenos rocosos) con material granular (suelos gravo – arenosos), con tamaño máximo de 2 cms.

Primer relleno

Colocada la tubería, se procederá al relleno, con el mismo material de la cama. En caso el material sea con alto contenido de limo o arcilla se compactará con pisones manuales en capas de 15 cms. al 95% de proctor modificado, con una humedad óptima de compactación (aproximadamente 10%).

Segundo relleno

Luego del nivel antes indicado, se proseguirá el relleno con terreno no seleccionado con piedras máximo de 15 cms de diámetro. El relleno se hará en capas de hasta 20 cms y compactados al 95% proctor modificado.

Etapas

En cualquier caso, el relleno se hará inicialmente en el cuerpo de la tubería, dejando libre las uniones, hasta realizar la prueba hidráulica.

Anclajes de concreto y cajas

Se deberá colocar anclajes de concreto en los cambios de dirección (horizontal y vertical) y cuando se tiene reducción de diámetro.

Se instalarán cajas de concreto, cuando se instalen válvulas.

4. PRUEBA HIDRÁULICA

La prueba hidráulica es la verificación de que las tuberías trabajarán adecuadamente con las presiones previstas, sin que existan fugas de agua en las uniones o cualquier parte de la tubería, así como en las válvulas instaladas.

Se recomienda realizar las pruebas, a medida que la obra progresa en tramos no mayores a 300 m. Sin embargo, en caso de sifones, será mejor hacer la prueba una vez terminada toda la instalación.

Para realizar la prueba hidráulica, se cierra el extremo de la tubería con un tapón convenientemente asegurado (o mediante válvulas), con anclaje formado por estacas de madera o fierro o dados de concreto, según el requerimiento de la presión de prueba, diámetro de la tubería y resistencia del terreno.

El llenado de la tubería debe hacerse lentamente, desde el punto más bajo, del tramo que se va a probar. En los puntos altos, cambios de dirección y extremos de línea se debe disponer de salidas de aire, las cuales deben permanecer abiertas durante el llenado, a fin de expulsar el aire interior.

Los bloques de concreto de anclaje en los accesorios deben colocarse por lo menos 7 días antes de elevar la presión para el adecuado fraguado del concreto. Respecto a la tubería, se puede hacer a las 24 horas de instalado. Se recomienda que la prueba hidráulica, deba realizarse hasta una presión 1.5 veces respecto a la presión estática en el punto más bajo del conducto.

La presión de prueba debe mantenerse durante el tiempo necesario para observar y comprobar el funcionamiento de todas las partes de la instalación.

El equipo necesario para la prueba básicamente consiste en una bomba de presión para expulsar el aire dentro de la tubería, un manómetro con válvula de retención, válvula de compuerta para aislar la línea de derivación del manómetro y uniones universales.

La bomba de prueba debe estar ubicada en la parte más baja del tramo a probar.

IV

Diseño de captaciones

- 1. Manantiales.**
 - 2. Aguas subterráneas.**
 - 3. Ríos o canales.**
 - 4. Check list para el diseño.**
-

Gráfico:

1. Cajas de captación de manantiales

1. CAPTACIÓN DE MANANTIALES

1.1 Descripción (ver gráfico n° 01)

La captación de manantiales se realiza mediante una estructura de concreto armado, conformado por 2 cajas, siendo la primera para el ingreso del agua y la segunda como caja de válvulas. Ambos deben tener tapas metálicas herméticas.

La caja de ingreso deberá tener orificios que permiten el ingreso del agua a la caja y tener un relleno de grava entre la caja y el terreno donde se ubica el manantial.

El objetivo es que el agua ingrese a la caja lo más directamente posible sin recibir contaminación del medio ambiente.

De acuerdo al caudal de captación DIGESA clasifica las cajas de captación en 3 tipos, con dimensiones de acuerdo al caudal.

Tipo	Caudal (l/seg.)
C - 1	Hasta 2.5
C - 2	0.7 - 0.8
C - 3	Hasta 6

1.2 Componentes de la estructura

- Caja de captación y caja de válvulas.
 - Rejilla en la entrada de la tubería.
 - Vertedor de excedencias y tubería de limpieza.
 - Válvulas para línea de conducción y tubo de limpieza.
 - Zanja perimetral para interceptar escurrimiento al manante y caja.
 - Tubo de ventilación.
 - Tapas de las cajas de 0.80 x 0.60m con cierres herméticos.
 - En manantes dispersos utilizar galerías colectoras hasta la caja.
 - Cerco perimétrico.
-

2. CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

2.1 Descripción

Un sistema de captación de aguas subterráneas esta conformado normalmente por los siguientes componentes:

- a) Pozo de explotación, que puede ser artesanal o tubular.
- b) Caseta de bombeo, que incluye bomba y accesorios.
- c) Generación de energía, que puede ser de acuerdo al caso molino de viento (Eolico), motor diesel o gasolinera, acometida eléctrica o paneles solares.
- d) Línea de impulsión, que es la tubería del pozo al reservorio.

A continuación se describen los aspectos más importantes para el diseño de estos componentes, excepto la línea de impulsión que se describe en el capítulo V.

2.2 Pozas artesanales

a) Descripción

Se utilizan cuando el acuífero a captar se ubica a menos de 20 m. que es la profundidad máxima que se puede llegar con este tipo de pozos.

Normalmente son pozos excavados manualmente y luego revestidos con anillos prefabricados de concreto simple o concreto armado de a 10 a 5 cms de espesor, de acuerdo al caso y con una altura de 0.50 m, para facilitar su manipulación.

Los anillos que están en contacto con el acuífero deberán tener orificios para el ingreso del agua al pozo.

El diámetro interno de los anillos debe ser 1.20 m. para facilitar el ingreso al pozo para su mantenimiento. El diámetro de excavación del pozo debe ser mínimo de 1.60 m.

El espacio entre el anillo con orificios debe llenarse con grava como material filtrante. Es recomendable que el revestimiento del pozo sobresalga por lo menos 0.5 m. de la superficie del terreno, para evitar que el agua de escorrentía ingrese al pozo.

El pozo debe tener un tapa removible para su mantenimiento y una escalera de acceso.

b) Recomendaciones para su ubicación

Para ubicar el pozo, deberá tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

Fuente de contaminación	Distancia de seguridad (m)	
	Terreno común	Suelos gravosos
Tanque séptico	20 - 30	100
Alcantarilla	20	-
Letrina	20 - 30	100
Corral	30 - 50	140
Curso de agua	30 - 50	150

GTZ recomienda

Distancia mínima entre letrina y fuente de 15 m. horizontalmente y del fondo del pozo de la letrina al nivel freático 1.5 m.

2.3 Pozos tubulares

a) Descripción

Se considera un pozo tubular cuando el acuífero se ubica a más de 20 m. de profundidad y se construye con equipo de perforación, siendo el más recomendable el de rotación versus el de percusión.

El lugar y profundidad del pozo se determinan previamente mediante estudios geofísicos, que también debe dar pautas sobre la calidad del agua y las consideraciones de diseño del pozo de acuerdo a la estratificación del terreno.

Durante la ejecución del pozo, se debe llevar un registro minucioso de la estratificación para el diseño del encamisado del pozo y la ubicación y características de los filtros.

En proyectos de agua potable rural los tubos que se utilizan son PVC – Clase 10, de 6 a 8 pulgadas de diámetro.

b) Recomendaciones para su ubicación

Se recomienda que el pozo debe estar a más de 5m. de canales, 15 m. de tanques sépticos y 50 m. de lagunas de tratamiento de aguas servidas.

c) Recomendaciones para perforación y diseño

Dado el grado de especialización de estos aspectos, recomendamos que ambos aspectos los realicen empresas especializadas en el tema.

2.4 Caseta de bombeo

a) Descripción

La caseta de bombeo lo conforma el edificio que protege el equipo de bombeo y sus accesorios.

El equipo de bombeo, con energía eléctrica consistirá básicamente de la bomba sumergible, el tubo de bombeo, cable que soporta la bomba, el árbol hidráulico y el tablero de control.

En caso de bombas con energía diesel o gasolina comprenderá el motor, el dinamo y la bomba con sus accesorios antes indicados.

En cualquier caso se deberá contar como mínimo con 2 unidades de bombeo, para su servicio alterno por manejo o mantenimiento.

La edificación debe tener un área mínima de 10 m², construido de material noble y bajo las recomendaciones constructivas siguientes:

- Techo removible para izaje de componentes del pozo durante su reparación o mantenimiento si la caseta se ubica en el pozo.
- Debe ubicarse en zona segura contra inundaciones y hurtos.
- El área debe ser suficiente para el equipamiento, operación y mantenimiento cuando la energía es diesel o gasolina, debe considerarse un almacén adjunto para el combustible.
- Ventilación adecuada e iluminación natural.
- Pozo a tierra y pararrayos cuando la energía es eléctrica.

b) Ubicación de la caseta

Se recomienda ubicar la caseta al costado del pozo y no directamente sobre el pozo por las consideraciones siguientes:

- En pozos artesanales se facilita las operaciones de mantenimiento.
- En pozos tubulares puede ocurrir asentamientos del terreno, alrededor del pozo que afectan la cimentación y estabilidad de la caseta.
Esta situación resulta aun más crítica si encima de la caseta se ubica el tanque elevado del reservorio.
Los asentamientos se producen por avenamiento del pozo, lo que ocasiona hundimientos alrededor del tubo, que trasmite hasta la superficie del terreno.

c) Información para la elección de la bomba

- a. Balance entre demanda y oferta de agua. La oferta se determina con pruebas de bombeo, de acuerdo a tiempos de sustracción, caudales, niveles estáticos y dinámicos.
- b. Definición del caudal y tiempo de bombeo en horas por día.
- c. Altura de bombeo en base a las cotas de ingreso y salida y pérdidas de fricción de tubería de impulsión de acuerdo al caudal y diámetro de la tubería.
- d. Fuente de energía y eficiencia de las bombas de acuerdo a la altitud de la zona.

d) Cálculo de potencia de bombas de agua.

Fórmula

$$P = \frac{gHQ}{e}$$

Donde:

- P = potencia en Kw
g = gravedad (9.81 kg/cm²)
H = altura de bombeo (m)
Q = caudal a extraerse (m³/seg)
e = eficiencia de la bomba (0.40 – 0.60)

Ejemplo de aplicación

Datos:

H = 35 m (30m de diferencia de cotas y 5 m de pérdida de fricción en tubería)

Q = 2 l/seg = 0.002 m³/seg

e = 0.40

Aplicación

$$P = \frac{9.81 \times 35 \times 0.002}{0.40} = 1.71 \text{ kw}$$

$$\text{HP} = 1.71 \times 1.34 = 2.30 \text{ HP}$$

2.5 Generación de energía

a) Descripción

Las fuentes de energía posibles, para bombear el agua subterránea y sus gastos referenciales son los siguientes:

Fuente	Costo 1 kw – hora (US\$)
- Motor a gasolina	0.80
- Panel solar	0.45
- Motor diesel	0.39
- Red eléctrica	0.10
- Molino de viento	(no determinado)

Adicionalmente deberán considerarse los siguientes aspectos:

- Los motores diesel o gasolina, deberán renovarse cada 5 a 10 años de acuerdo a su uso.
- Los paneles solares se estima que duren por lo menos 20 años.
- Los molinos de viento, representan muchos problemas en su mantenimiento y su funcionamiento de acuerdo a la estacionalidad de los vientos representa mucha incertidumbre.

b) Bombeo con paneles solares

Considerando que el sol es la fuente de energía del futuro por su limpieza ecológica y costos cada vez más competitivos por el avance tecnológico en su utilización mediante paneles solares, se da algunas apreciaciones al respecto:

- Los paneles solares de placas de silicio, producen energía eléctrica en base a luz solar que para la sierra es de 5 a 6 horas/día.
- La energía solar que llega a la tierra es aproximadamente 1.0 kw/m² y con la tecnología actual se obtiene con las placas de silicio una eficiencia de 16%, lo que representa 0.16 kw/m².
- La energía eléctrica producida por las placas, se utiliza para accionar pequeñas bombas de agua eléctricas.

- La instalación y mantenimiento de un bomba eléctrica con paneles solares es simple. Los paneles que son rectangulares de 0.5 x 1.0 m. se instalan sobre un marco de fierro, con un ángulo adecuado, tratando de que se ubique lo más perpendicular a la luz solar, para lo cual se utiliza una orientación al norte (fijo) o en un balancín este –oeste, movable para hacerlo perpendicular al sol.

Esta estructura de fierro, debe tener 4 salientes orientados hacia arriba, para que sirvan de pararrayos (basta 0.3 m.) y haciendo tierra con un cable o fierro de 3 a 6 metros de longitud.

La altura del panel al suelo será de 0.5 a 1.0 m. y se evitará que el polvo ensucie, pues le quitará potencia.

La duración del panel, se estima que por lo menos sea de 20 años.

La bomba requiere un mantenimiento mínimo de cambio de aceite y revisiones periódicas y podrá durar aproximadamente 10 años.

Ejemplo de cálculos para determinar número de paneles

a) Cálculo de la potencia requerida

Se asume bombear 5 l/seg., a una altura de 30 m. con pérdidas de fricción de 4m.

$$P = g \frac{HQ}{F} = \frac{9.81 \times 34 \times 0.005}{0.4} = 4.169 \text{ kw (4,169 vatios)}$$

b) Cálculo de paneles

Como 1 m² de panel produce 160 vatios, para producir 4,169 vatios se requiere 26 m².

Como 1 panel tiene 0.5 m²., se requerirá 52 paneles.

3. CAPTACIONES DE RIOS Y CANALES

3.1 Captación de río

En el diseño, deberá considerarse que los caudales de captación usualmente no serán mayores a 5 l/seg., por tanto el diseño básico consistirá en:

- Defensa riberaña.
- Bocal con compuerta.
- Canal entre bocal y desarenador.
- Desarenador con vertedor de excedencias.
- Rejilla para ingreso de tubería.

En casos justificados se construirá un barraje en el río

La información básica para el diseño será:

- Área de la cuenca hidrográfica, altitud y precipitación pluvial mensual.
- Caudales medios y extremos mensuales.
- Transporte de sedimentos.
- Derechos de terceros sobre el agua.
- Fuentes de contaminación física, química y bacteriológica.
- Geología para la cimentación de las obras.
- Ubicación y características de agregados para las obras de concreto.
- Acceso a la zona de construcción.

3.2 Captaciones de canal

La captación del canal puede hacerse mediante un orificio en el muro lateral del canal, regulado con compuerta o válvula compuesta, para luego ingresar al agua a un desarenador y de aquí a la línea de conducción con parrilla en el ingreso al tubo.

La información para el diseño será:

- Continuidad de conducción del agua en el canal en el año.
 - Derecho de uso del agua para el agua potable.
 - Calidad del agua (químico, físico y bacteriológico) / transporte de sedimentos.
-

4. CHECK LIST PARA EL DISEÑO

1. Balance hídrico <ul style="list-style-type: none">- Q máximo horario y diario en la demanda.- Hidrograma de oferta de agua.- Caudal de captación.		
2. Tipo de fuente (marcar con x) <ul style="list-style-type: none">- Manantial ()- Río ()- Canal ()- Subterránea ()		
3. Calidad del agua <ul style="list-style-type: none">- Aspectos físicos.- Aspectos químicos.- Aspectos microbiológicos.		
4. Condiciones de fuente		
4.1	Manantial	<ul style="list-style-type: none">- Uso actual / derechos de terceros.- Peligros de contaminación.- Origen geológico (tipo de rocas).
4.2	Río	<ul style="list-style-type: none">- Cuenca (altitud, área, precipitación pluvial).- Derechos de terceros.- Transporte de sedimentos.- Posibles contaminaciones.
4.3	Canal	<ul style="list-style-type: none">- Periodos de corte de agua.- Permiso de uso.- Sedimentos y contaminantes.
4.4	Aguas subterráneas	<ul style="list-style-type: none">- Profundidad acuífero.- Método de prospección.- Tipo de pozo (artesanal o entubado).- Horas de bombeo y caudal.- Potencia de bomba.- Fuente de energía.
5	Tipos de captación (describir)	

V

Líneas de tuberías y reservorios

- 1. Conducción / impulsión.**
 - 2. Aducción y distribución.**
 - 3. Reservorio.**
-

Gráficos:

1. Esquema de trazado de redes de agua potable.
2. Caja rompe presión (CRP)
3. Caja de válvulas.
4. Reservorio.

1. LINEA DE CONDUCCIÓN O IMPULSIÓN

1.1 Descripción

Es la línea que transporta el agua desde la captación hasta el punto de entrega, que usualmente es el reservorio de regulación, pero eventualmente puede ser la planta de tratamiento o puede ser directamente a la red de distribución cuando el caudal de conducción corresponde al caudal máximo horario, lo que hace innecesario el reservorio de regulación.

1.2 Recomendaciones para el diseño

a) Alineamiento

La línea de conducción deberá tener un alineamiento que sea lo más recto posible y evitando zonas de deslizamiento o inundaciones. Debe evitarse también presiones excesivas mediante la construcción de cajas rompe presión y evitar contrapendientes y cuando este es inevitable usar válvulas de aire.

b) Caudal de conducción

El caudal de diseño usual corresponde al caudal máximo diario. Eventualmente caudal máximo horario si se tiene disponibilidad hídrica y se justifica económicamente esta solución, comparando el costo adicional por mayor diámetro de tubería y el ahorro de no construir el reservorio.

En el caso de las líneas de impulsión (bombeo) el caudal de diseño se obtendrá considerando el periodo de tiempo de bombeo por día.

c) Clases de tubería

Se usará tubería PVC de presión (clases 5, 7.5, 10 o 15) de acuerdo a las presiones requeridas, considerando que la presión de diseño debe ser el 80% de la nominal.

En el caso de sifones, se puede realizar una distribución de varias clases de tubería, de acuerdo al perfil de presiones.

El diámetro mínimo para la línea de conducción debe ser de 2".

d) Velocidades

Máxima 5 m/seg (en línea de impulsión 2 m/seg)

Mínima 0.5 m/seg

e) Golpe de ariete

En la línea de conducción deberá evitarse impedimentos de un flujo continuo como pueden ser curvas bruscas o válvulas, para evitar el golpe de ariete.

Nunca deberá colocarse una válvula de cierre en el punto de entrega de la línea de conducción.

f) Dilatación

Para evitar cambios bruscos de temperatura en la línea, que ocasionen problemas de dilatación, la tubería debe enterrarse. En casos de puentes en que la tubería

estará expuesta a al intemperie deberá considerarse las juntas de jebes que absorban la dilatación.

g) Instalación de válvulas

Las válvulas deberán soportar las presiones de diseño y ser instalados en cajas de concreto con tapas metálicas aseguradas para evitar su manipuleo por extraños al manejo del sistema.

Las válvulas más usuales son:

- Válvula de compuerta

Se instalará al inicio de la línea para el cierre del agua en caso se requiera realizar reparaciones en la línea.

- Válvula de aire

Se utiliza para eliminar bolsones de aire en los lugares de contrapendiente, que de no eliminarse produce cavitaciones en la tubería. Se debe colocar en el punto más alto de la tubería.

- Válvulas de purga o limpia

Se utiliza en sifones, en el punto más bajo para eliminar sedimentos.

- Válvulas de retención

Se utiliza en línea de impulsión, para evitar el retroceso del agua, con el consiguiente vaciado del conducto y posibles daños a la bomba.

h) Cajas de rompe presión (CRP)

Estructuras de concreto armado para romper la presión hasta el punto de su ubicación e iniciar un nuevo nivel estático.

Debe tener entrada y salida del agua, tubería de aereación y tapa de control.

i) Anclajes

Son soportes de concreto para garantizar la inamovilidad de la línea.

Se requiere en los siguientes casos:

- Apoyo de tuberías expuestas a la intemperie.
- Cambios de direcciones verticales y horizontales.
- Lugares de disminución de diámetro.

1.3 Check list para el diseño

Item	Referencia
1	Caudal de diseño a. Máximo diario con reservorio. b. Máximo horario a la red. c. Para línea de impulsión (horas/día)
2	Alineamiento del trazo a. Clasificación de suelos. b. Nivel freático. c. Cercanía de vías. d. Deslizamientos e inundaciones. e. Derechos de propiedad. f. Presiones extremas. g. Contraflechas.
3	Tubería a. Clase (s) y diámetro (mínimo 2”). b. Velocidades (mínimo 0.5 m/seg, máximo 5 m/seg.). c. Profundidad de enterrado (0.8 – 1.2 m). d. Accesorios (codos, válvulas). e. Anclajes.
4	Cajas rompe presión y válvulas
5	Construcción a. Profundidad de enterrado. b. Material de relleno clasificado. c. Ancho de zanja. d. Clasificación de suelos de excavación.

2. LINEA DE ADUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN

2.1 Descripción general

La línea de aducción es la línea entre el reservorio y el inicio de la red de distribución. El caudal de conducción es el máximo horario.

La red de distribución, es el conjunto de líneas destinadas al suministro de agua a los usuarios, que debe ser adecuada en cantidad y calidad. En poblados rurales no se incluye dotación adicional para combatir incendios.

Los parámetros de diseño de la línea de aducción serán los mismos que para la línea de conducción excepto el caudal de diseño.

2.2 Red de distribución

2.2.1 Información básica para el diseño

- Perímetro urbano actual y futuro.
- Ancho de frontis de las edificaciones por calles.
- Vías férreas, vehiculares, cursos de agua, puentes, etc.
- Planos de urbanización y pavimentación.
- Delimitación de zonas de presiones.
- Ubicación reservorio – cota.
- Sistema existente y ampliaciones.
- Definición de etapas.

2.2.2 Recomendaciones para el diseño

a) Caudal

Máximo horario ($Q_{max. h}$)

b) Tubería

PVC de presión

Diámetro mínimo recomendado

Para líneas principales 2”.

Para líneas secundarias 1”.

c) Velocidades

Máxima: 2 m/seg.

Mínima: 0.5 m/seg.

d) Delimitación de zonas de presión

Porcentaje del área	Presiones máximas (mca)	
	Estática	Dinámica
85	50	10
10	60	8
5	70	6

e) Ubicación

- Las tuberías del sistema de distribución se instalarán a 1m. del borde de la acera o 1/3 de la calzada, a una profundidad mínima de 0.8 m.
- La separación entre las tuberías de agua potable y alcantarillado será de 3 m. en planta. En casos extremos puede tener una separación de 1.5 m. debiendo estar la tubería de agua potable como mínimo 0.3 m. por encima de la tubería de alcantarillado.

f) Válvulas

- ***Válvulas compuerta***

Se utilizará válvulas con vástago no deslizante, provistas de cabezal superior Standard, para todos los diámetros operables mediante llave T.

Se ubicarán en los siguientes lugares:

- Intersecciones de la red principal (como máximo cada 800 m. de longitud).
- Ramales de derivación importante.
- Puntos más bajos de la red, para purga o desagüe.

- ***Válvulas de aire***

Se ubicará en el lugar más alto de la contrapendiente para la purga del aire atrapado.

- ***Válvula reductora de presión***

Se utiliza para producir una carga de agua predeterminada, menor que la original y funciona independientemente del caudal que pase por ella.

g) Cámaras rompe presión (CRP)

Se utilizará para regular presiones de agua cuando el desnivel entre reservorio y la red en mayor a 50 m.

Se tiene CRP – tipo 6, cuando no tienen cierre de boya y CRP – tipo 7, cuando tiene boya de cierre.

Los componentes de los CRP son:

- Entrada con válvula de compuerta.
- Salida con canastilla.
- Tubería de ventilación.
- Tapa sanitaria con dispositivo de seguridad.

h) Anclajes

Son de concreto y se utilizan en cambios de dirección y lugares de disminución de diámetro.

i) Conexiones domiciliarias

Son las conexiones al domicilio o pileta pública a partir de la red, con los siguientes componentes:

- Conexión a la red mediante T o abrazadera.
- Tubería de conexión de ½”.
- Válvula de cierre antes y después del medidor o solo una sin medidor.
- Medidor (opcional).
- Accesorios y piezas de unión.

- Caja de protección.

2.2.3 Diseño de la red

a) Metodología.

- Determinación de red abierta o cerrada y trazo de líneas principales y secundarias.
- Determinación de caudales por nudo, con la relación siguiente:

$$Q_1 = A_1 \times Q_e$$

Donde:

Q_1 = Caudal en nudo (l/seg.)

A_1 = Área de influencia del nudo.

Q_e = Módulo de consumo (l/seg/ha)

b) Trazado de la red (ver cuadro N° 01).

1. Sistema de circuito abierto

Se utiliza en pequeñas poblados y se tiene 2 modalidades:

➤ Espina de pescado

Cosiste de un conducto principal que recorre por la calle principal, que va disminuyendo de diámetro a medida que avanza y que alimenta conductos laterales que se desprenden de el.

El inconveniente es que no da una buena distribución de presiones.

➤ Parrilla

Consiste en una parrilla longitudinal y transversal de tubos de mayor diámetro que alimenta una red con menores diámetros.

Tiene el mismo inconveniente que el anterior.

2. Sistema de circuito cerrado

Se utiliza en ciudades de mediano a gran tamaño.

Consiste de un sistema de conductos principales que rodean a un grupo de manzanas, de los cuales parten tuberías de menor diámetro, unidas en sus extremos al eje.

La ventaja es que como cada tubería es alimentada en sus dos extremos, se disminuye el recorrido, lo que disminuye la pérdida de cargas.

El sistema de circuito cerrado, lo conforman los siguientes componentes:

➤ Circuito primario

Tuberías principales de mayor diámetro de la red (800 – 1000 m de separación).

➤ Circuito secundario

Enlaza al circuito primario con tuberías de diámetro intermedio, separados de 400 a 600 m.

➤ **Circuito de relleno**

Constituye el sistema propiamente dicho de distribución de agua. Se recomienda diámetro mínimo de 2”.

c) Cálculo de diámetro.

1. Para el cálculo de sistema abierto

Fórmula de flujo de tuberías de Hazen y Williams

$$Q = 0.0004264 CD^{2.63} S^{0.54}$$

2. Para el caso de circuito cerrado

Se tiene los siguientes métodos:

- Hardy – Cross (para verificación).
- Tubería equivalente.
- Linealización.

2.3 Check list para el diseño

Item	Referencia
1	Caudal de diseño (máximo horario)
2	Diseño de la red a. Tipo de red (abierta / cerrada). b. Longitud de red. c. Líneas principales y secundarias. d. Método de cálculo. e. Delimitación de presiones (estática 50 m., dinámica 10 m.). f. Delimitación de velocidades (máxima 2 m/seg. y mínimo 0.5 m/seg.) g. Clases de tuberías. h. Diámetros utilizados / método de Hardy Croos o Newton – Raphsom.
3	Válvulas (número y diámetros) a. Bloqueo. b. Desagüe. c. Purga. d. Aereación. e. Reductor de presión.
4	Anclajes
5	CRP tipo 6 y tipo 7
6	Conexiones domiciliarias (con o sin medidor)
7	Construcción a. Profundidad de enterrado. b. Material de relleno clasificado. c. Ancho de zanja. d. Clasificación de suelos de excavación

3. RESERVORIO DE REGULACIÓN

3.1 Recomendaciones de diseño

a) Tipo de reservorio

- Apoyado, cuando se ubica sobre el terreno.
- Elevado, cuando se ubica sobre estructura de soporte.

b) Objetivos

El reservorio debe cumplir los siguientes objetivos:

- Suministrar el caudal máximo horario a la red de distribución.
- Mantener presiones adecuadas en la red de distribución.
- Tener agua de reserva en caso se interrumpa la línea de conducción.
- Proveer suficiente agua en situaciones de emergencia como incendios.

c) Capacidad

Se recomienda el 25% del volumen de abastecimiento medio diario (Q md). Esto equivaldría a un almacenamiento de 6 horas por día (aproximadamente 10 pm a 4 am).

DIGESA recomienda 15% en proyectos por gravedad y 20% en proyectos con bombeo.

d) Materiales de construcción

Deben ser de concreto armado.

En reservorios pequeños se puede usar ferro-cemento, hasta un diámetro máximo de 5 m. y altura de 2 m.

e) Forma

Se recomienda el diseño circular por presentar la relación más eficiente de área/perímetro.

f) Componentes

El reservorio comprende el tanque de almacenamiento y la caseta de válvulas.

El tanque de almacenamiento, debe tener los siguientes accesorios:

- Tubos de entrada, salida, rebose, limpia y ventilación.
- Canastilla de protección en tubo de salida.
- Tubo de paso directo (by – pass) para mantener el servicio durante el mantenimiento del reservorio.
- Tapa sanitaria y escaleras (externa e interna).

La caseta de válvulas, debe tener los accesorios siguientes:

- Válvulas para controlar paso directo (by pass), salida, limpia y rebose, pintados de colores diferentes para su fácil identificación.
- Tapa metálica con seguro para evitar su manipulación por extraños.

g) Ubicación

- La ubicación debe garantizar las presiones de diseño en la zona urbana actual y zonas de expansión.
- El reservorio debe ubicarse lo más próximos a la red de distribución, sobre todo a la zona de mayor consumo.
- Puede darse el caso de requerirse más de un reservorio en caso de dispersión de la población, sobre todo con cotas bastante diferenciadas o varios poblados con un solo sistema de conducción.
- La ubicación debe considerar la delimitación de zonas de presión (sección 2.3 – d), considerando básicamente las presiones admisibles de 50 mca de presión estática y de 10 mca dinámica en la red de distribución.

h) Tiempo de vaciado del reservorio

Se recomienda un tiempo máximo de 4 horas que depende básicamente de la carga hidráulica y diámetro del tubo de salida.

Para determinar el tiempo se usa la relación siguiente:

$$T = \frac{2S \sqrt{h}}{CA \sqrt{2g}}$$

Donde:

T = tiempo de vaciado en segundos

S = área tanque (m²).

h = carga hidráulica (m).

C = coeficiente (0.6 – 0.65).

A = área tubo desagüe (m²).

g = aceleración gravedad (9.81 m/seg.²).

3.2 Listado de control para el diseño (check - list)

Item	Referencia
1	Capacidad (0.25 máximo diario)
2	Ubicación
	a. Geología adecuada (suelos / drenaje).
	b. Próxima zona de mayor consumo.
	c. Zona alta (cota adecuada).
	d. Protección social y física
3	Tipo: Apoyado / elevado
4	Tipo de material: concreto o ferro cemento
5	Forma y dimensiones
6	Cálculos hidráulicos
7	Cálculos estructurales
	- Espesor
	- Refuerzo de acero
	- Tipo de concreto o material
8	Tiempo de vaciado del tanque (2 – 4 horas)
9	Accesorios y acabados
	a. Conexiones de entrada, salida, limpieza, rebose, by pass.
	b. Colocadores (rejillas).
	c. Ventilación.
	d. Escalera externa y interna.
	e. Tapa de inspección.
	f. Protección (cerco, descarga de agua)
10	Precaución de construcción

VI

Diseño de una planta de tratamiento de filtro lento

- 1. Descripción general.**
 - 2. Proceso de filtración.**
 - 3. Recomendaciones para el diseño.**
 - 4. Recomendaciones para su operación y mantenimiento.**
-

Gráficos:

1. Esquema general de la planta.
2. Sedimentador.
3. Prefiltro de grava.
4. Filtro lento de paredes verticales.
5. Perspectiva.
6. Filtro lento de paredes inclinadas.
7. Alternativas de drenes.

1. DESCRIPCIÓN GENERAL

1.1 Características

Una planta de tratamiento de filtro lento básicamente consiste en un caja (de concreto, ladrillos o mampostería), que contiene arena con un espesor de aproximadamente de 0.7 – 1.4 m. y para su funcionamiento se llena de agua hasta 1 a 1.5 m, por encima de la superficie de la arena, llamada capa sobrenadante.

En la base de la caja debe tener un sistema de drenaje para captar el agua que atraviesa el filtro.

Para el ingreso y salida del agua de la caja deberán llevar las estructuras correspondientes.

Es importante anotar que el agua filtrada no es evacuada en la cota de la base de la caja, sino más alta, en una cota de aproximadamente 0.3 m. por encima de la superficie del filtro de arena, con el objeto de que la filtración sea lenta.

Para que el agua que ingresa a la caja tenga un primer proceso de tratamiento se utiliza un sedimentador o un filtro grueso.

1.2 Efectos

Este sistema de tratamiento elimina la turbidez del agua y reduce considerablemente el número de microorganismos (bacterias, virus y quistes).

Es un proceso semejante a la percolación del agua a través del subsuelo debido al movimiento lento del agua.

Estos filtros se utilizan desde el siglo XIX habiéndose probado su efectividad en múltiples usos, resultando como uno de los procesos de tratamiento más efectivo, simple y económico para áreas rurales. Su diseño simple facilita el uso de materiales y mano de obra locales y no requiere equipo especial.

1.3 Tipos

Los filtros lentos pueden ser de varios tipos:

- Convencionales.
- Modificados.
- Flujo ascendente.
- Dinámicos.

El más usado es el convencional, por resultar el más práctico para su operación y mantenimiento.

El filtro convencional tiene un flujo constante de sentido ascendente, altura constante y velocidad regulada.

Sus componentes son:

- Capa sobrenadante.
- Lecho filtrante.
- Sistema de drenaje.
- Sistema de regulación (entrada y salida).

1.4 Restricciones y condiciones

Las restricciones de su uso son las siguientes:

- Turbiedad del agua mayor a 50 UT, por pocos días hasta 100 UT.
 - Temperaturas menores a 4° C.
 - Presencia de agroquímicos en el agua, que pueden modificar o destruir el proceso microbiológico que sirve de base a la filtración lenta.
 - Es fundamental la presencia de la luz solar.
-

2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

La filtración biológica (o filtración lenta) se consigue al hacer circular el agua cruda a través de un manto poroso, usualmente arena. Durante el proceso, las impurezas entran en contacto con la superficie de las partículas del medio filtrante y son retenidas, desarrollándose adicionalmente procesos de degradación química y biológica que reducen a la materia retenida a formas más simples, las cuales son llevadas en solución o permanecen como material inerte hasta su subsecuente retiro o limpieza.

Los procesos que se desarrollan en un filtro lento se complementan entre sí para mejorar las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua tratada, actuando en forma simultánea.

El agua cruda que ingresa a la unidad, permanece sobre el medio filtrante (filtros lentos convencionales) de tres a doce horas, dependiendo de las velocidades de filtración adoptadas. En este tiempo las partículas más ligeras se pueden aglutinar, llegando a ser más fácil su remoción posterior. Durante el día y bajo la influencia de la luz del sol, se produce el crecimiento de algas, las cuales absorben bióxido de carbono, nitratos, fosfatos y otros nutrientes del agua, para formar material celular y oxígeno. El oxígeno así formado se disuelve en el agua y entra en reacción química con las impurezas orgánicas, haciendo que éstas sean más asimilables por las algas.

En la superficie del medio filtrante se forma una capa principalmente de origen orgánico conocido como "piel de filtro", formado principalmente por algas, plankton, diatomeas, protozorios, rotíferas y bacterias.

La acción de estos organismos atrapa, digiere y degrada la materia orgánica contenida en el agua.

El agua sale libre de impurezas y con bajo contenido de sales en solución.

Por lo general el agua sale con bajo contenido de oxígeno y alto contenido de CO₂, por lo tanto se requiere aereación.

La arena de cuarzo tiene carga negativa, mientras que todos los metales en solución están cargados positivamente, por lo que son absorbidos por el cuarzo.

Esta actividad biológica actúa en los primeros 0.4 m. del filtro.

Factores que afectan el proceso:

- Diámetro de partículas (del material filtrante).
- Temperatura (la eficiencia es baja, cuando baja de 2° C).
- Desarrollo de algas, requieren luz. Sin embargo, filtros cubiertos también trabajan bien.
- Capacidad de oxidación del filtro.
- Pesticidas y sustitutos tóxicos (negativo).
- Los poros conforman aproximadamente el 40% del volumen.

3. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO

3.1 Pre filtro sedimentador (ver gráfico 1)

Estructura para que el agua discorra a baja velocidad, para la decantación de partículas finas, removiendo:

- Turbidez hasta 1000 UT.
- Partículas mayores a 0.05 mm.

Las recomendaciones para el diseño son:

- Profundidad: 1.5 a 2.5 m.
- Relación largo / ancho: 4 a 6/1.
- Relación largo profundidad: 5 a 20/1.
- Tiempo de retención: 4 a 12 horas.

Ejemplo de aplicación:

Diseñar un sedimentador para $Q = 2$ l/seg.

Diseño:

Se asume sedimentador de:

- Profundidad 2m. (cumple entre 1.5 a 2.5 m.).
- Ancho de 2 m. y largo de 10 m. (relación 5/1 Ok).
- Relación largo / profundidad: $10/2 = 5/1$ (ok=
- Tiempo de retención.

$$\text{Vol} = 2 \times 2 \times 10 = 40 \text{ m}^3.$$

$$T = \frac{V}{Q} = \frac{40,000 \text{ l}}{2 \text{ l/seg.}} = 20,000 \text{ seg} = 5.55 \text{ horas}$$

(cumple 4 a 12 horas)

3.2 Prefiltro de grava (ver gráfico N° 02)

Las recomendaciones para el diseño son:

- Profundidad de lecho de grava : 1 m
- Agua sobrenadante : 1 m
- Área : 10 – 100 m²
- Velocidad de filtración : 0.5 m/hora

3.3 Filtro lento (ver gráfico 3 y 4)

a) Cálculo del área de la caja del filtro

Alternativa 1

Se utiliza la siguiente relación:

$$A = \frac{V}{0.1 a + b}$$

Donde:

A = Área en m² de la superficie del filtro.

V = Volumen de demanda diaria en m³.

a = Horas de operación / día.

b = Coeficiente dependiente del N° de horas de servicio / día.

Horas	Coeficiente
8	0.5
16	0.7
24	0

Aplicación

Ejemplo 1: Población 1000 habitantes con módulo de 100 lppd funcionando 24 horas.

$$A = \frac{100 \times 1000 \text{ litros/día}}{0.1 \times 24 + 0} = \frac{100}{2.4} = 41 \text{ m}^2$$

Ejemplo 2: idem para 8 horas.

$$A = \frac{100 \text{ m}^3}{0.1 \times 8 + 0.5} = \frac{100}{1.3} = 77 \text{ m}^2$$

Alternativa 2

Relación A = 0.02 a 0.08 m² /persona
--

Donde:

A = Área en m² de la superficie del filtro.

Ejemplo 1: 0.04 x 1000 = 40 m²

Ejemplo 2: 0.08 x 1000 = 80 m²

Comentario: Con ambos métodos para operación de 24 horas se obtiene 41 a 40 m² y para 8 horas se obtiene 77 y 88 m² con que son similares.

b) Altura de la caja del filtro

De 2.20 m. a 3.60 m., con la distribución siguiente:

- Drenaje : 0.3 – 0.4 m.
- Lecho filtrante : 0.7 – 1.4 m.

- Capa sobrenadente : 1.0 – 1.5 m.
- Borde libre : 0.2 – 0.30 m.
- Total** **2.20 – 3.60 m.**

c) Condiciones de caja

- Se construye de concreto simple o armado, ladrillos o mampostería de piedra.
- Los muros pueden ser verticales o inclinados, ya que lo que importa en el diseño es el área superficial y no el volumen.
- Debe ser hermético para evitar pérdida de agua.
- La caja puede tener forma circular o rectangular.
- Las paredes inclinadas tiene las siguientes ventajas:
 - Menor espesor de muros por transmitir la carga del terreno.
 - Menos volumen de excavación.
 - Menor volumen de material filtrante.

d) Número

Se recomienda el siguiente número de cajas trabajando en paralelo

N° de cajas	Población (habitante)
2	< 2000
3 a 4	> 2000

e) Drenaje

El dren es la estructura que sirve para evacuar el agua filtrada, que será conducido al reservorio de regulación.

Los drenes pueden ser:

- Tuberías perforadas.
- Ladrillos o bloques de concreto con aberturas.

Encima del dren se colocará una capa de grava de 0.2 m. de espesor, denominado capa de soporte, con granulometría decreciente en el sentido ascendente.

El espesor del dren será de 0.3 a 0.4 m.

Los drenes se colocan en forma de espina de pescado con orientación hacia el punto de salida.

f) Lecho filtrante

Es el filtro propiamente dicho, formado por material inerte granular durable, normalmente arena sin arcilla y sin materia orgánica.

Las características deben ser:

- Espesor : 0.7 – 1.40 m.
- Granulometría
 - Tamaño de granos : 0.15 – 0.35 mm.
 - Coeficiente de uniformidad (CU)
 - Ideal: 1.5
 - Usual: 1.8 – 2.0

- Máximo: 3
- Velocidad de filtración : 0.1 m/hora/m²
- Área de filtros : 10 – 100 m².

g) Capa sobrenadante

Cumple básicamente las siguientes funciones:

- Proporcionar la carga necesaria al filtro para vencer la resistencia del lecho filtrante al paso del agua.
- Proporciona un tiempo de retención del agua de varias horas, para que en un proceso físico y bioquímico las partículas en suspensión se asientan y aglomeren.

El espesor de la caja sobrenadante debe ser de 1.00 – 1.50 m.

h) Sistema de regulación y control (entrada y salida)

• Ingreso de agua

El ingreso debe ser mediante un vertedor ancho, que caiga a un mandil de concreto (o tablas) en el lecho de filtración, para evitar que el filtro se ahueque con la caída del agua.

El llenado del lecho filtrante debe realizarse de abajo hacia arriba para eliminar el aire, por lo que se debe diseñar un tubo de ingreso con válvula, para el ingreso del agua por la parte baja.

• Salida del agua

El agua del drenaje ingresa a un caja de la misma altura que la caja del filtro, con un vertedor de salida de las aguas tratadas, cuyo nivel podrá salir:

- Máxima : altura capa sobrenadante (1.0 o 1.5 m).
- Mínima : 0.10 a 0.20 encima del nivel del filtro.
- Media : 0.5 m. encima del filtro.

Esta agua se conducen con tubería al reservorio de regulación.

Además de la salida descrita, es necesario considerar una salida de purga, en el fondo de la caja del filtro, con tubo y válvula, para vencer toda el agua cuando se quiera hacer una limpieza.

Ejemplo de aplicación de diseño de un filtro lento

Datos:

Diseñar un filtro lento para 200 familias (1000 habitantes)

Aplicación:

Área:

Se asume 0.06 m² / persona (se ubica entre 0.02 – 0.08 m²).

Por tanto se tiene : 0.06 x 1000 = 60 m².

Nº de pozas : 2

Área de poza : 30 m².

Disminución (asumidas) : 5 x 6 x 3 m de altura.

Con la distribución siguiente:

- Drenaje	: 0.3 m (entre 0.3 – 0.4 m)
- Filtro	: 1.30 (entre 0.7 – 1.40 m)
- Capa sobresanante	: 1.20 (entre 1.0 – 1.50 m)
- Borde libre	: 0.20 m
Total	3.00 m (entre 2.80 – 3.50)

3.4 Check list para el diseño

Item	Referencia
1	Datos básicos a. Caudal de ingreso (Q max diaria y horario). b. Población de diseño.
2	Pre tratamiento a. Sedimentador (L x a x h) b. Pre filtro de grava (L x a x h)
3	Caja de filtro a. Número. b. Area (0.02 a 0.08 m ² / persona). c. Dimensiones (L x a x h). d. Tipo de drenes y altura. e. Material de construcción.
4	Lecho filtrante a. Altura lecho filtrante (0.70 a 1.40 m). b. Altura capa sobrenadante (1.00 a 1.50 m). c. Borde libre (0.2 m). d. Granometría de lecho filtrante (0.15 – 0.35 mm, con C.U de 1.5 a 2.0).
5	Sistema de regulación y control a. Tipo de ingreso (vertedero). b. Tubería y válvula para el llenado (parte baja). c. Cota de salida. d. Tubo y válvula de purga.

4. RECOMENDACIONES PARA OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Es tarea simple si el filtro esta bien diseñado y cuando se dispone de un operador adecuadamente capacitado.

El fundamento es mantener una velocidad constante conservando el nivel de la capa sobrenadante. Por tanto, hay que controlar ingreso (H1) y la salida (H2).

Operación inicial

El lecho filtrante debe llenarse en forma ascendente con agua tratada, para expulsar burbujas de aire hasta 10 a 20 cm., por encima del filtro, luego se cierra la válvula de fondo y se prosigue hasta llenar el nivel de diseño.

La “maduración” del filtro puede ser de 1 a 7 días hasta obtener agua de calidad.

Limpieza (mantenimiento rutinario)

Determinar espesor de capa que se deben extraer, que depende del estado de colmatación de la arena y se establece determinado al porcentaje de sedimento contenido en la arena, que debe tener menor al 5% de sedimento.

Esto se realiza hasta 10 cms de la capa superior

Determinado el espesor se raspa con palas, luego se rastrilla para darle mayor porosidad y se pasa el emparejador para darle un acabado liso. Luego se llena para empezar otro ciclo.

La reposición total del lecho filtrante se hace después de 20 a 30 raspados cuando se llega a un espesor mínimo de 0.70 m.

Cada 5 años se recomienda sacar el filtro, lavar el tanque y hacer un llenado nuevo.

SEGUNDA PARTE:

SANEAMIENTO

I

Información básica

- 1. Aspectos sociales.**
 - 2. Aspectos logísticos y legales.**
 - 3. Topografía.**
 - 4. Geología.**
-

1. ASPECTOS SOCIALES

b) Población actual

- Número de habitantes y familias.
- Número de viviendas y descripción de servicios públicos (escuelas y postas médicas, etc).
- Nivel de migraciones permanentes y estacionales.

b) Población a 20 años

- Nivel de crecimiento o decrecimiento desde hace 10 años atrás.
- Determinación de condiciones socio-económicas que pueden afectar el crecimiento a futuro.
- Proyección poblacional a 20 años, en base al análisis de la información anterior.

c) Consideraciones socio económicas

- Ocupación de la población. Indicar las 3 principales actividades.
- Ingreso familiar.
- Posibilidad de financiar instalaciones intradomiciliarias de agua y saneamiento.
- Posibilidad de pago de tarifas por el uso de los servicios.

d) Aspectos organizativos

- Organización actual para agua potable y saneamiento.
 - Disposición para el aporte de mano de obra en la ejecución del proyecto, indicando número de jornales/familia, número de familias y periodos del año del aporte.
 - Indicar proyectos similares en que aportaron mano de obra.
-

2. ASPECTOS LOGÍSTICOS Y LEGALES

Deben considerarse los siguientes aspectos:

b) Facilidades para ingeniero residente

- Alojamiento.
- Movilidad.
- Oficina.

b) Condiciones para la construcción

- Acceso a la zona, épocas de interrupción de vías.
- Almacén para materiales y herramientas.
- Lugar de compra de materiales, distancia, fletes.
- Disponibilidad en la localidad del equipo mecánico como retroexcavadora, volquetes, mezcladora, bomba de agua, etc. Precios y condiciones.
- Disponibilidad del personal obrero en la zona indicando períodos difíciles.

c) Condiciones climáticas

Deben presentarse registros de temperaturas y precipitación pluvial de las estaciones más cercanas.

d) Condiciones gerenciales, sociales y políticas

- Experiencias y capacidad de gestión de municipio.
- Condiciones sociales y políticas que pueden afectar la ejecución del proyecto.

e) Condiciones legales

Propiedad de áreas donde se construyan plantas de tratamiento, estaciones de bombeo y reservorios.

3. TOPOGRAFÍA

Se requiere los siguientes levantamientos topográficos:

a) Plano general

Se realizará el levantamiento del centro poblado hasta las zonas donde se ubiquen las plantas de tratamiento, con el objeto de presentar todos los componentes del proyecto que son:

- Colectores.
- Emisor.
- Planta de tratamiento.

En el centro poblado, deben nombrarse las calles, indicando longitud frontal de las propiedades codificadas.

Escala recomendada : 1: 500 a 1: 1000

Curvas de nivel : 0.5 a 1.0 m.

b) Área de emplazamiento de planta de tratamiento de aguas servidas (tanques sépticos o lagunas facultativas).

El plano comprenderá la zona donde se prevee la construcción de la planta de tratamiento. Se recomienda instalar BMs de concreto, para que puedan ser utilizadas en el replanteo (por lo menos 2 BMs).

Escala recomendada : 1: 50 a 1: 200

Curvas de nivel : cada 0.5 m.

4. GEOLOGÍA

Deben determinar los aspectos siguientes:

- Clasificación de suelos para la excavación.
- Determinaciones del nivel freático.
- Materiales para el relleno de zanjas.
- Agregados para el concreto.
- Estudios geológicos específicos.

a) Clasificación de suelos / nivel freático

Se determinará el volumen de excavaciones con la siguiente clasificación:

- Roca fija.
- Roca suelta.
- Tierra.

Para determinar esta clasificación se aperturarán calicatas de 1m de profundidad en el alineamiento de las excavaciones previstas aproximadamente cada 100 m. Estas mismas calicatas servirán para determinar niveles freáticos.

b) Materiales para el relleno de zanjas

Debe determinarse las canteras para la primera etapa de relleno de zanjas, que debe ser material granular zarandeado, que puede ser el mismo material de excavación y cuando no resulta adecuación debe determinarse las canteras respectivas indicando ubicación, acceso, volumen y costos de explotación y traslado.

c) Agregados para el concreto

Considerando que se utilizará concreto en buzones, tanques sépticos y otras obras, es necesario ubicar e indicar los bancos de agregados, obteniéndose muestras para su análisis granulométrico y ser presentado en el expediente técnico.

La distancia del banco a las obra y su facilidad de explotación, así como el acceso vial, determinarán los costos de estos agregados para ser utilizados en los análisis de precios del concreto o tarrajeo.

Los agregados deberán ser hormigón para concreto y arena para tarrajeo.

d) Estudios geológicos específicos

Cuando en el proyecto se considere el diseño de lagunas facultativas para el tratamiento de las aguas servidas, será necesario un estudio geotécnico, para determinar mediante calicatas el tipo de suelos del área donde se construya las lagunas.

Será necesario por lo menos 4 calicatas por cada laguna proyectada, con profundidad igual a las pozas proyectadas. Obtenida las muestras se realizarán los análisis respectivos con el objeto de determinar:

- Clasificación de suelos, según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).
- Compactación proctor Standard.

Estos resultados servirán para el diseño de los taludes de los terraplenes de las lagunas y el grado de compactación requerida, cuando los terraplenes se construyan por relleno.

También servirá para determinar el nivel de permeabilidad del fondo de las lagunas y el requerimiento del uso de impermeabilizantes que puede ser arcilla, geomembrana o concreto.

II

Planeamiento

- 1. Caudal y volúmenes de diseño.**
 - 2. Componentes del sistema.**
-

Gráficos:

1. Esquema de un sistema de saneamiento.

1. CAUDALES Y VOLUMENE DE DISEÑO

1.1 Población de diseño

DIGESA recomienda la siguiente proyección poblacional

<u>Referencia</u>	<u>Años</u>
Redes	20
Bombas	5 - 10
Planta de tratamiento	10 – 15

1.2 Parámetros de diseño para colectores y emisor

a) Por el ingreso del agua potable al alcantarillado

Q medio diario (Qm)	=	80% del agua potable
Q máximo diario (Q max d)	=	1.2 Qm
Q máximo horario (Q max h)	=	3.5 Qm

b) Por el ingreso de esorrentía de lluvias a los buzones.

Se recomienda 380 l/buzón/día = 0.004 l/seg. por buzón.

c) Por colegios

Adicional de 50 l/alumnos/día.

d) Por industrias

Requiere análisis específico.

1.3 Determinación de caudales en colectores y emisores

- Se utiliza el Q max h, con los adicionales arriba indicados (esorrentía, colegios e industrias).
- En los colectores se determinará caudales por nudos de acuerdo a la población del área de influencia.
- En el emisor el caudal corresponde al total de la población.

Fórmula para el cálculo de caudales

➤ *El caudal medio diario (Q md), para el agua potable se calcula con la relación siguiente:*

$$Q_m = \frac{PM}{t}$$

Donde:

- P = población.
- M = Módulo de consumo
- t = tiempo (86,4000 seg/día)

- *El caudal medio diario del alcantarillado es el 80% del agua potable y el $Q_{max h} = 3.5 Q_m$. Por tanto, considerando que el caudal del diseño en el alcantarillado es el $Q_{max h}$, la relación será:*

$$Q = \frac{0.8 \times 3.5 \times PM}{86,400 \text{ seg}} = \frac{2.8 PM}{86,400}$$

- *Para que la relación resulte completa debe incluirse infiltración por buzones (I), caudal por colegio (C) y caudal por industria (In).*

El caudal de infiltración es : $N^\circ \text{ de buzones} \times 0.004 \text{ l/seg.}$

El caudal por colegio es : $\frac{N^\circ \text{ de alumnos} \times 50 \text{ l}}{86,400 \text{ seg.}}$

- *Por tanto la relación final será:*

$$Q = \frac{2.8 PM}{86,400} + I + C + In$$

Donde:

- Q = caudal (l/seg).
P = población (n° de personas).
M = módulo de consumo (lppd).
I = infiltración de escorrentía en buzones.
C = caudal por n° de alumnos (l/seg.).
In = caudal por industrias (l/seg.).

Ejemplo de aplicación: (caudal para emisor QE)

Datos:

- P = 1000 personas.
M = 100 lppd.
I = 20 buzones $\times 0.004 \text{ l/seg.} = 0.08 \text{ l/seg.}$
C = 200 alumnos $\times 50 \text{ l} / 86,400 \text{ seg.} = 0.11 \text{ l/seg.}$
In = No existe.

Fórmula:

$$Q = \frac{2.8 PM}{86,400} + I + C + In$$

Aplicación:

$$Q = \frac{2.8 \times 1000 \times 100}{86,400} + 0.08 + 0.11 + 0$$

$$Q = 3.24 + 0.08 + 0.11 = 3.43$$

Resultado:

Q diseño emisor = 3.43 l/seg.

1.4 Volumen de diseño de plantas de tratamiento

a) Relación general

$$V = V_i + L$$

Donde:

V = volumen de diseño.

V_i = volumen de aguas servidas.

L = volumen de lodos.

b) Volumen de aguas servidas (V_i)

$$V_i = Q_i \times R$$

Donde:

Q_i = caudal de aguas servidas.

R = N° de días de retención.

c) Caudal de aguas servidas (Q_i)

Se considera el caudal máximo diarios, por tanto el coeficiente es $1.2 \times 0.8 = 0.96$ y la relación es la siguiente:

$$Q_i = \frac{0.96 \text{ PM}}{86,400} + I + C + I_n$$

d) N° de días de retención (R)

DIGESA recomienda 1 a 2 días para tanques sépticos y 10 a 30 días para lagunas facultativas.

Para aspectos prácticos de diseño, se recomienda los tiempos siguientes:

Referencia	R (días de retención)
Tanque séptico	1
Laguna facultativa	
• Selva	10
• Costa	15
• Sierra < 3000 msnm	20
• Sierra > 3000 msnm	30

Los días de retención @, para las lagunas facultativas se ha realizado considerando que un elemento clave es la temperatura del agua como promedio del mes más frío.

El concepto es que a más frío se requiere más días de retención para que el proceso se cumpla.

La relación es:

$$CS = 250 \times 1.05^{(t-20)}$$

Donde

CS = carga superficial de diseño en kg DBO (ha x día)

T = temperatura de agua promedio del mes más frío en ° C.

e) Volumen de lodos (L)

Se determina en base a los siguientes parámetros:

Tipo	Volumen de lodos (litros/persona/año)	Periodos de limpieza (años)
Tanque séptico	40 - 50	1 - 2
Laguna facultativa	100 - 120	5 - 10

f) Fórmula general para determinar la capacidad de plantas de tratamiento

$$V = \left[\frac{0.96 PM}{86,400} + I + C + In \right] \times 86,400 R + L$$

Donde:

- V = volumen de diseño de planta.
- P = población.
- M = módulo de consumo de agua potable (lppd).
- I = infiltración de buzones.
- C = caudal por colegio.
- In = caudal por industrias.
- R = N° días de retención.
- L = volumen de lodos.

√ Ejemplo de aplicación para tanque séptico

Datos:

- P = 1,000 personas (200 familias).
- M = 100 lppd (agua potable).
- I = 0.08 l/seg.
- C = 0.11 l/seg.
- In = 0.
- R = 1 día.
- L = 40 litros x 1000 personas x 1 año = 40,000 litros (40 m³)

Aplicación

$$V = \left[\frac{0.96 PM}{86,400} + I + C + I \right] \times 86,400 R + L$$

Donde:

$$\frac{0.96 PM}{86,400} = 1.1 \text{ l/seg.}$$

$$V = (1.1 + 0.08 + 0.11) \times 86,400 \times 1 + 40,000 \text{ l}$$

$$V = 1.29 \text{ l/seg.} \times 86,400 + 40,000 \text{ l.}$$

$$V = 111,456 \text{ l} + 40,000 \text{ l} = 151 \text{ m}^3.$$

Resultado:

Proyectar 8 tanques de 20 m³ (160 m³)

Relación: 1 tanque séptico de 20 m³ para 25 familias

√ *Ejemplo de aplicación para laguna facultativa*

Datos:

Idem ejemplo anterior con retención de 15 días y periodo de limpieza de 5 años y producción de lodos de 100 litros/persona/año.

$$V = 1.29 \text{ l/seg} \times 86,400 \text{ seg} \times 15 \text{ días} + 100 \times 1000 \times 5.$$

$$V = 1671 \text{ m}^3 + 500 \text{ m}^3 = 2.171 \text{ m}^3 \text{ (se asume } 2000 \text{ m}^3)$$

Resultado:

Asumiendo lagunas de 2 m de profundidad, se requiere 1000 m², por lo que se proyecta 2 pozas de 500 m². Rectangulares de 15 x 34 = 510 m² (OK)

Relación área de laguna: 1 m² por persona con laguna de h = 2m.

2. COMPONENTES DEL SISTEMA

Los componentes son:

- Alcantarillado, conformado por colectores y el emisor.
- Planta de tratamiento, que pueden ser:
 - Lagunas de oxidación.
 - Tanques Imhoff.
 - Tanques sépticos.
 - Lagunas facultativas.
- Estación de bombeo y línea de impulsión a la planta de tratamiento (eventualmente cuando las condiciones lo requieran).
- Instalaciones domiciliarias

Tipos de alcantarillado

Se tiene el sistema clásico y el condominial. El sistema condominial, tiene todos los componentes del sistema clásico, pero consiste en que parte del sistema de colectores lo conforman tubos de 4" instaladas en las veredas o en la zona posterior de las viviendas.

Estas líneas de tuberías desaguan a buzonetas y luego estas a los colectores usuales. Este sistema debe incluir unas estructuras denominadas desgrasadoras entre el servicio y la caja de registro.

El objetivo del sistema condominial es bajar costos.

Plantas de tratamiento

Tienen por objeto verter las aguas en mejores condiciones que las aguas servidas del emisor para su posible utilización en agricultura o transferir al subsuelo, para no afectar la salud de la gente.

Los métodos más prácticos para proyectos rurales son de tanques sépticos hasta poblaciones de 2000 habitantes y para población mayores las lagunas facultativas.

Se considera esta premisa poblacional, debido a que con poblaciones pequeñas el caudal del emisor es tan bajo que las lagunas no se llenan, perdiéndose el agua por filtración y evaporación, con lo que no se cumple el objetivo de las lagunas.

El problema de las lagunas de oxidación es que requieren mucho espacio, pues tienen la limitante que la profundidad no puede ser mayor a 0.8 m., pues requieren fermentación aeróbica. En el medio rural es difícil disponer áreas adecuadas, sobre todo en la sierra.

Los tanques Imhoff son algo complicados en su construcción que debe ser de concreto armado con 2 cámaras, una encima de la otra. La primera realiza la separación de sólido y líquido y la segunda la digestión anaeróbica de sólidos.

Se requiere profundidades mayores a 3m. La retención es de 4 a 6 días con temperaturas de 14 a 20° C y de 3 a 5 días con temperatura mayor a 20° C. También el mantenimiento es más complicado.

Por estas consideraciones, en el presente manual se propone el diseño de tanques sépticos o lagunas facultativas de acuerdo a las condiciones de disponibilidad de áreas de construcción y de acuerdo a la población del proyecto.

III

Diseño del sistema de alcantarillado

- 1. Red colectora.**
 - 2. Buzones y buzonetas.**
 - 3. Estación de bombeo.**
 - 4. Check list para el diseño.**
-

Gráficos:

1. Trazos de colectores.
2. Buzones.

1. RED COLECTORA

1.1 Componentes

Colectores, emisor y conexiones domiciliarias.

1.2 Caudal de diseño (referencia capítulo II - 1)

- La contribución de caudales de las áreas drenadas, se harán por tramos.
- El caudal corresponde al máximo horario (3.5 veces del caudal medio).
- En zonas de lluvia, se incrementará por la filtración de los buzones un módulo de $Q = 0.004$ litros/seg. por buzón y en colegios 50 litros por alumno.

1.3 Diámetro de tubos

Los colectores y el emisor se proyectan como canales circulares con $d = 0.8 D$. Se calculan con la fórmula de Manning con $n = 0.10$. En ningún caso los tubos debe trabajar a presión. El diámetro mínimo y usual en poblados rurales es de 6" para colectores y 8" para emisores.

La velocidad máxima ocurre con la relación

$$\frac{d}{D} = 0.82$$

El máximo caudal ocurre con la relación

$$\frac{d}{D} = 0.92$$

En ningún caso la tubería debe trabajar llena a presión, pues el agua saldría por los servicios.

1.4 Previsiones

- El trazo se hará siguiendo la pendiente del terreno con una profundidad mínima de 1.0 m. y máximo de 5 m.
- El diámetro del colector en el sentido del efluente no podrá reducirse.
- La velocidad mínima será de 0.6 m/seg. y máxima de 3 m/seg. (excepcionalmente 5 m/seg.)
Con velocidad de $V = 0.6$ m/seg. de diseño, se tendrá $V = 0.3$ m/seg. con gastos mínimos. Esta velocidad es la mínima que permite el arrastre de arenillas.
- Las pendientes mínimas recomendadas son 0.65 % para tubería de 6" y a 0.5 % para 8".

La capacidad de conducción máxima de estas tuberías, con estas pendientes serían las siguientes:

Tubo	Pendiente (%)	Q (litros / seg)	v (m/seg.)
6"	0.65	20	1.0
8"	0.50	30	1.0

- El tramo inicial de 200 m. debe tener una pendiente de 1%.

1.5 Alineamiento de colectores

- Se ubicarán en tramos rectos entre buzones, en el eje de la calle.
- Se utilizará 2 colectores en los siguientes casos:
 - Calles con ancho mayor a 20 m.
 - Pase de carretera o línea férrea.
- Deben instalarse como mínimo a 0.2 m. por debajo de la tubería de agua potable cuando son paralelos y 0.10 m. cuando se cruzen.
- En lo posible debe mantenerse una distancia mínima horizontal de 2.00 m. entre colectores y tuberías de agua.

1.6 Caso especial: Sifones invertidos

Se construirá con tubería de fierro fundido con velocidad mínima y máxima de 1 a 3 m/seg. utilizándose como mínimo 2 líneas de 6". Debe diseñarse un sistema que permita su limpieza.

1.7 Conexiones domiciliarias

Las conexiones domiciliarias se harán con tubería de 4" que se unirá al colector, en un ángulo de 45°, mediante una cachimba.

Las conexiones deberán llegar hasta la vereda de las casas, con 2% de pendiente hacia el colector.

Se instalará un caja de registro de 0.2 x 0.4 m.

1.8 Relleno de zanjas

Previamente a la colocación de la tubería se colocará una cama de 10 cm. de espesor de suelos arenosos que pasa la zaranda de ¼". Colocando la tubería se tapaná con material similar hasta una cobertura de 0.3 m. encima del tubo, luego del cual se utilizará material común compactado hasta la superficie.

1.9 Trazado de la red (ver gráfico N° 01)

Los trazados más usuales son:

- Bayoneta.
- Perpendicular.
- Peine.

En la práctica las condiciones del poblado obligan normalmente a un trazado mixto. El trazado en bayoneta se utiliza en zonas planas.

2. BUZONES Y BUZONETAS DE INSPECCIÓN

2.1 Buzones

a) Ubicación

Se proyectarán en los siguientes casos:

- Inicio de todo colector.
- En todo cambio de diámetro.
- Intersección de colectores.
- Cambio de pendiente notable.
- En todo lugar que sea necesario por razones de inspección y limpieza.
- La separación máxima será 80, 100 y 120 m. de acuerdo al diámetro de 6", 8" y 10".

b) Dimensiones y materiales

Los buzones serán circulares con diámetro, interior de 1.20 m. con revestimiento de paredes de 0.15 m. como mínimo y en el piso de 0.2 m. Serán construidos de concreto simple hasta 1.5 m. de profundidad y de concreto armado cuando presentan mayor profundidad.

La tapa será de concreto armado de 0.15 m. de espesor, debiendo ser removible y debe tener una boca de inspección con tapa de fierro fundido o concreto con diámetro de 0.6 m.

El piso del buzón deberá tener una pendiente de 20% hacia las canaletas.

Cuando se tiene una diferencia de 1.20 m. entre la tubería de entrada y el fondo del buzón, deberá instalarse tubería bajante de fierro fundido con diámetro igual a la tubería de entrada.

2.2 Buzonetas

Se utilizarán en el sistema condominial.

Normalmente se ubican al inicio y final de cada ramal. Puede utilizarse intermedios si la longitud supera los 50 m.

Son circulares de 0.60 m. de diámetro. Deben tener tapas removibles.

3. ESTACIONES DE BOMBEO

3.1 Descripción general

Se utiliza cuando la cota del emisor en su descarga está más baja que la cota de ingreso de la planta de tratamiento de las aguas servidas para bombear las aguas a la planta.

En lo posible debe procurarse utilizar la energía eléctrica, por ser la más económica.

Los componentes de una estación de bombeo son:

- √ Cámara de rejas, para evitar ingreso de sólidos a la cámara.
- √ Cámara seca, para la instalación del equipo de bombeo.
- √ Cámara húmeda, donde se receptiona las aguas servidas para su bombeo, por 10 a 20 minutos.
- √ Equipamiento de bomba, árbol hidráulico y tablero de mando. Debe considerarse como mínimo 2 bombas, para su alternancia en el trabajo.
- √ Caseta de guardianía.
- √ Cerco perimétrico.

En suelos arenosos con nivel freático elevado las cámaras se diseñan circulares de concreto armado denominados CAISSON y se instala utilizando su propio peso, para bajar de nivel hasta la cota prevista, luego se vacía el piso y el techo con concreto armado.

3.2 Recomendaciones de diseño

a) Ubicación

Se ubicará en lugar no inundable, con acceso vial y lo más próximo a la red eléctrica, para tener líneas de instalación cortas.

También se deberá tener cuidado sobre seguridad respecto a posibles hurtos del equipamiento.

b) Periodo de diseño

Se diseña con una proyección de 20 años para la infraestructura y considerando renovar el equipo de bombeo entre 5 a 10 años.

c) Determinación del caudal de bombeo

Se utilizará el caudal máximo horario ($Q_{max h}$) más adicionales por ingreso de agua a buzones o consumo de agua en colegios con un periodo de retención de 10 a 20 minutos en la cámara húmeda.

d) Diámetro de tuberías y accesorios

El diámetro mínimo de las tuberías de succión e impulsión será de 4" de PVC de presión.

Se instalarán válvula de retención y de paso con juntas elásticas para absorber las vibraciones.

La velocidad de la tubería de impulsión debe ser de 1.2 a 1.8 m/seg.

4. CHECK LIST PARA EL DISEÑO

Item	Referencia
I	SISTEMA COLECTOR
1	Caudal de diseño
	a) Caudal máximo horario.
	b) Infiltración (no en PVC)
	c) Lluvia en buzones (380 litros/buzón/día)
2	Red de colectores
	a) Diámetro.
	b) Longitud
	c) Pendiente. - Mínimo (0.5%), inicio (1%). - Máxima.
	d) Velocidad. - Mínimo (0.6 m/seg.). - Máximo (3 m/seg.).
	e) Profundidad. - Mínimo 1 m. - Máximo 5 m.
3	Instalación domiciliaria
	a) Diámetro 4".
	b) Pendiente 2%.
	c) Ubicación 45°.
4	Ubicación en calles (al centro)
5	Buzones
	a) Distancia máxima: 80 m.
	b) Tipo (diámetro, tipo de infraestructura).
6	Geotecnia
	a) Clasificación de suelos.
	b) Nivel freático.
II	EMISOR
1	Caudal de diseño.
	a) Caudal máximo horario.
	b) Infiltración.
	c) Lluvia en buzones.
2	Línea del emisor
	a) Diámetro (8").
	b) Longitud.
	c) Pendiente.
	d) Velocidad.
	e) Profundidad.
3	Buzones
	Distancia máxima 100 m.
	Tipo (diámetro, tipo de infraestructura).
4	Geotecnia
	a) Clasificación de suelos.
	b) Nivel freático.

Item	Referencia
III	ESTACIÓN DE BOMBEO
1	Periodo de diseño - Infraestructura. - Equipo de bombeo.
2	Caudal de bombeo - Caudal de ingreso. - Retención (10 a 20 minutos). - Caudal de bombeo.
3	Tubería de impulsión - Diámetro (diámetro mínimo 4"). - Velocidad (1.2 a 1.8 m/seg.). - Clase.
4	Bombas - Número. - Potencia. - Fuente de energía.
5	Componentes
	a) Cámara de rejillas.
	b) Cámara seca y cámara húmeda.
	c) Caseta de guardianía.
	d) Tablero Eléctrico.
	e) Árbol hidráulico.
	f) Caseta de guardianía.
	g) Cerco perimétrico.

IV

Diseño de tanques sépticos

- 1. Descripción general.**
 - 2. Proceso de tratamiento.**
 - 3. Recomendaciones para el diseño.**
 - 4. Recomendaciones para su operación y mantenimiento.**
-

Gráficos:

1. Distribución de tanques sépticos en batería.
2. Sección tipo de tanques con tapas.
3. Sección tipos de tanques con techo removible.
4. Cámara de rejas.
5. Desgrasadoras.
6. Sistema de filtración.
7. Tipos de caja de distribución.
8. Caja de distribución (planta y corte).
9. Sección de pozo percolador y zanja de infiltración.

1. DESCRIPCIÓN GENERAL

Los tanques sépticos son estructuras que sirven para el tratamiento primario de las aguas servidas que consisten en depósito cerrados, rectangulares donde se tratan las aguas servidas, mediante un proceso de fermentación anaeróbica, durante 1 a 2 días, produciéndose agua, gases de metano, bióxido de carbono (CO₂) y lodos.

Para su limpieza y mantenimiento deben tener tapas removibles.

En el proceso de fermentación, se forman natas flotantes en la parte superior y los lodos se decantan en el fondo.

Durante la limpieza deben extraer las natas y los lodos.

Se tiene tanques de uno o dos compartimientos. Cuando se tiene dos compartimientos, el primero debe tener 50 a 60% de capacidad y el segundo de 50 a 40 %. En el primer compartimiento ocurre la mayor parte de los procesos de sedimentación y digestión, pasando al segundo solo materiales en suspensión.

DIGESA recomienda que la capacidad máxima de un tanque séptico debe ser de 20 m³, aunque existen otras entidades como water of the World que consideran adecuada hasta 39 m³.

Un tanque séptico de 20 m³ es adecuado para 150 a 200 personas (30 a 40 familias), por lo que para poblaciones mayores, se recomienda construir baterías de tanques sépticos, de acuerdo a la población.

Para poblaciones mayores a 400 familias se recomienda ya el uso de lagunas facultativas.

Previamente al ingreso de las aguas servidas al tanque séptico, se debe tener un pre-tratamiento para retención de sólidos y grasas, para lo cual se debe construir las siguientes estructuras:

- √ Cámara de rejillas.
- √ Desagrasadora.

Cuando se proyecta una batería de tanques, será necesario también cajas de distribución, para que cada tanque del sistema reciba el mismo caudal.

El sistema de post-tratamiento consiste en la percolación de las aguas tratadas en el subsuelo, para lo cual se tiene 2 opciones que son pozos de percolación, cuando el estrato permeable es profundo a zanjas de infiltración en caso contrario. Previo a estos tratamiento también se requiere cajas de distribución de caudales.

Complementariamente debe incluirse un lecho de secado de lodos y un cerco perimétrico de toda el área de tratamiento.

La Organización Panamericana de Salud recomienda no usar las efluentes en cultivos, ni descargar en canales o aguas superficiales.

2. PROCESO DE TRATAMIENTO

El desague que ingresa al tanque séptico es retenido por un periodo de 1 a 2 días. En este periodo los sólidos sedimentan en el fondo y se descomponen por acción de las bacterias anaeróbicas, las que no son activas en presencia de oxígeno atmosférico.

Las etapas que se dan en la fermentación anaeróbica son hidrólisis, formación de ácidos y formación de metano.

La Hidrólisis, es la conversión de compuestos orgánicos complejos e insolubles en otros más sencillos y solubles en agua. Esta etapa es previa a la siguientes.

La formación de ácidos, consiste en que los compuestos sencillos son utilizados por las bacterias generadoras de ácidos, produciéndose ácidos orgánicos volátiles como ácido acético, propiónico y butírico.

La formación de metano, ocurre una vez formado los ácidos, con una nueva categoría de bacterias que utiliza los ácidos para convertirlos finalmente en metano y dióxido de carbono (CO₂).

La liberación de estos gases causa burbujas que es síntoma de buen funcionamiento.

Esta fase es fundamental para conseguir la eliminación de la materia orgánica.

El tratamiento elimina también 80 a 90% de elementos patógenos, pero el afluente todavía contiene huevos de estos patógenos que pueden afectar la salud, por lo que se recomienda no usar en riego o verter en ríos o lagunas.

En los drenes de percolación las bacterias nitrificantes que son aeróbicas cambian el amoníaco y el ácido nítrico en compuestos más sencillos.

3. RECOMENDACIONES

3.1 Ubicación

Los tanques sépticos deben ubicarse fuera de la zona urbana incluida de la zona de expansión y considerando la dirección de las corrientes de aire, para que no vaya del tanque al poblado, por lo malos olores en el momento de la limpieza de los tanques.

Referencialmente, se indica los siguientes distanciamientos mínimos:

- Al centro poblado 50 m.
- A árboles 3 m.
- Cauces naturales de agua 30 m.
- Pozo de agua 15 m.

3.2 Determinación de la capacidad de los tanques

Indicado en el capítulo II-1

Como regla práctica se puede considerar las siguientes capacidades para tanques de 20 m³.

- Mínimo 25 familias.
- Máximo 40 familias.
- Media 30 familias.

3.3 Características (recomendados por DIGESA)

√ *Periodo de retención:*
24 a 48 horas.

√ *Capacidad de tanques:*
Mínimo 3 m³, máximo: 20 m³. Sin embargo debe indicarse que la institución de Water for the World de USA, consideran el diseño de tanques hasta de 39 m³.

√ *Número de cámaras*
Una hasta 5 m³ y 2 a 3 cámaras a volúmenes mayores a 5 m³. La primera cámara deberá tener 50 a 60% de la capacidad total.

√ *Relación de medidas:*

- Profundidad 1.20 a 1.70 m.
- Borde libre 0.30 m.
- Relación largo / ancho 2 a 1 / 3 a 1.
- Ancho mínimo 0.6 m.

√ *Tuberías de ingreso y salida:*

- Diámetro mínimo: 4" con tees.
- Salida 5 cms más baja que entrada.
- Las tees separadas de menos 0.2 a 0.3 m.

√ *Tapa de tanque*

- Sirven para inspección y limpieza.
- Pueden ser una por cámara o a lo largo de todo el tanque.

- √ *Interconexión entre cámaras:*
Tubo 4" a media altura del tabique, para evitar paso de lodos y natas.
- √ *Pendiente de tanque*
2% hacia ingreso.

3.4 Diseño recomendado

- √ Tanques de 20 m³ en batería con lados comunes.
- √ Medidas (L x a x h): 6 x 2 x 2 m, con tirante d = 1.70 y borde libre f = 0.30 m.
- √ Compartimentos: 2 de 3.50 y 2.50 m. de largo respectivamente.
- √ Tapa a todo lo largo del tanque con lozas removibles de 0.4 m. de ancho, para facilitar limpieza de natas y lodos destapando la totalidad del tanque.
- √ En los casos que el terreno lo permita en el fondo de la primera cámara se colocará un tubo con válvula para el drenaje de los lados hasta los lechos de secado.
- √ El tanque debe ser tapado con 0.3 m. de altura de tierra para evitar ingreso de aire, por las juntas de las tapas.

3.5 Estructura complementarias

a) Cámara de rejas

Son camas de concreto con una rejilla inclinada que sirve para retener sólidos y sedimentar arenilla con el objeto de que estos materiales no ingresen al tanque. Las dimensiones mínimas son: 2 x 1 x 0.5 m. de profundidad.

b) Trampa desgrasadora

Se ubica luego de la cámara de rejas y consiste en cajas de concreto, con diferentes niveles de tubería de entrada y salida mediante tees, para evitar el ingreso de grasas que flotan en la cámara.

Se utiliza sobre todo en poblados con restaurantes, hoteles y hospitales.

c) Cajas de distribución de entrada

Se utiliza cuando se tiene 2 o más tanques y sirven para distribuir el caudal en forma proporcional al número de tanques.

Se recomienda dimensiones mínimas de 0.6 x 0.6 x 0.6 m.

d) Cajas de distribución de salida

Sirven para distribuir el afluente en forma proporcional al sistema de infiltración que pueden ser pozos o tuberías de percolación.

Son cámara de concreto con tapas, con formas cuadradas, rectangulares o triangulares de acuerdo a la distribución prevista.

e) Pozos de percolación

Son pozos para la infiltración del afluente en el terreno.

Se utilizan cuando el terreno superficial es poco permeable y existe suelos más permeables en la parte mas profunda, por tanto la profundidad del pozo dependerá de la profundidad del estrato permeable.

Son pozos contruidos de paredes de ladrillo con juntas abiertas, con diámetro mínimo de 1 m. de forma circular.

El espacio entre el ladrillo y el terreno se rellena con grava gruesa con un espesor mínimo de 0.15 m.

Toda poza debe tener una losa de concreto armado de 0.15 a 0.20 m de espesor, sobre un anillo también de concreto.

La separación de pozos debe ser 3 veces el diámetro del pozo.

f) Tuberías de infiltración

Consiste en líneas de tuberías paralelas de PVC, de 4" perforadas, colocadas en zanjas de 0.4 m. de ancho y 0.8 m. de profundidad, dentro de un envoltura de grava primero y arena después hasta aproximadamente 0.3 m. encima del tubo. Luego se rellena con material común.

La longitud de cada línea debe ser de 20 a 30 m.

Por tanque se puede utilizar 2 a 3 líneas paralelas de acuerdo a la permeabilidad del terreno.

g) Lecho de secado

Área prevista próxima a los tanques, que sirve para depositar los lodos en el momento de la limpieza del tanque, para que luego de su secado puede ser trasladado usualmente a los chacras en calidad de abono.

Esta operación se realiza cada 1 a 3 años. Las natas del tanque se puede extraer con palas y los lodos de fondo bombeando junto con los efluentes.

El lecho de lodos para su secado, debe ser un área plana con buen drenaje, con piso de tierra, enrocado o de concreto.

Puede tener muros de poca altura (0.5 m), para resguardar los lodos.

Se recomienda un área mínima 2 x 5 m.

La limpieza de lodos deberá realizarse en la sierra en periodo de estiaje (mayo – septiembre) para evitar las lluvias y así no requerirse de techados.

h) Cerco perimétrico

Sirve para evitar el ingreso a la zona de tratamiento.

Usualmente los cercos se hacen con postes de madera y líneas de alambre de púas. Bastará una altura de 1.20 m. con 4 líneas de alambre.

Debe tener su puerta de ingreso, que debe cerrarse con candado.

3.6 Check list para el diseño

Item	Referencia
1	Población de diseño (n°) y periodo considerado.
2	Caudales de ingreso al tanque - Máximo diario (l/seg.). - Medio diario (l/seg.).
3	Volumen de tratamiento /día (m3).
4	Periodo de retención (usualmente 1 día).
5	Número de tanques de 20 m3.
6	Medidas del tanque
7	Cámara de rejas (L x a x h).
8	Trampa desgrasadora (L x a x h).
9	Número de cajas de distribución en entrada (u).
10	Número de cajas de distribución en salida (u).
11	Pozas de percolación - Diámetro (m). - Profundidad (m). - Número (u).
12	Tubos de infiltración - Número de líneas (u). - Longitud total (m). - Diámetro (pulgadas).
13	Lecho de secado Área (m2).
14	Cerco perimétrico. - Longitud (m). - Material

4. RECOMENDACIONES PARA SU OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

4.1 Operación

- √ *Para poner en servicio un tanque debe llenarse con agua y de ser posible verter unos 5 baldes de lodo procedente de otro tanque, para acelerar el desarrollo de las bacterias que producen la fermentación anaeróbica.*
- √ *Si hay malos olores, agregar pequeñas cantidades de cal disuelta en agua.*
- √ *Colocadas las tapas removibles, deberá colocarse una capa de tierra de aproximadamente 0.3 de espesor para evitar que el aire ingrese por las juntas al tanque.*

Mantenimiento

- √ *Para determinar el periodo de limpieza (anual o bianual, se medirá la altura del lodo, que debe ser mayor a 1/3 de la profundidad del líquido.*
 - √ *Para la limpieza se sacan las tapas removibles y se extrae la nata (costra dura superficial) y los lodos en el fondo del tanque.
Las natas puede extraerse mediante palas o rastrillos a depósitos como cilindros, en forma manual.
Los lodos, pueden extraerse manualmente mediante arrastre de balde, pero es mucho mejor remover todo el líquido y extraer mediante una motobomba a un lecho de secado, donde se infiltre los líquidos y se sequen los sólidos que deben en calarse para matar agentes patógenos.*
 - √ *No deben usarse sustancias desinfectantes en el tanque, pues matarían a las bacterias que ocasionan la fermentación anaeróbica.*
-

V

DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS

- 1. Descripción general.**
 - 2. Proceso de tratamiento.**
 - 3. Recomendaciones para el diseño.**
 - 4. Recomendaciones para su operación y mantenimiento.**
-

Cuadros:

01. Sistema Unificado de Clasificación de suelos.

Gráficos:

01. Esquema de lagunas facultativas.

1. DESCRIPCION GENERAL

Características

El tratamiento de lagunaje consiste en el almacenamiento de las aguas servidas o residuales por cierto tiempo, de acuerdo al clima (10 a 30 días), para que el material orgánico quede degradado.

Se trata de un tratamiento biológico natural basado en los principios de auto depuración que ocurre en ríos y lagunas.

En el estrato superior de una laguna facultativa primaria existe una simbiosis entre algas y bacterias en presencia de oxígeno. En los estratos inferiores se produce una biodegradación anaeróbica de los sólidos sedimentados.

Es el sistema más usado en poblaciones rurales, resultando eficaz en la remoción de bacterias, virus y parásitos. Se indica que un periodo de retención mayor a 10 días garantiza una remoción de 99.99% de parásitos.

En las lagunas facultativas se eliminan los huevos y quistes de parásitos intestinales por el largo periodo de retención, lo que no ocurre con otros tipos de tratamiento.

Otra ventaja es que se requiere un mínimo de mantenimiento y no es necesario personal calificado. La desventaja es que ocupa áreas considerables de terreno que no siempre es fácil disponer.

Tipos de lagunas

Las lagunas pueden ser primarias o facultativas y secundarias o de maduración, inclusive terciarias, de acuerdo al nivel de pureza del agua que se quiere obtener al final del tratamiento, mejorando la calidad bacteriológica del afluente progresivamente.

En poblaciones rurales se recomienda sólo el nivel primario, salvo situaciones que justifiquen lagunas secundarias o de maduración.

En las lagunas facultativas (profundidades de 1.50m. a 2.50m.) la biodegradación ocurre mediante procesos aeróbicos en la parte superior y anaeróbicos en la parte inferior de la laguna.

El nombre de facultativa proviene de la capacidad de adaptación de los microorganismos a ambos ambientes, de acuerdo a la profundidad de la laguna y al hecho de estar de día o de noche.

En las lagunas secundarias o de maduración (1 a 1.20m. de profundidad), por el hecho de que la luz atraviesa toda la altura de agua, se tiene un efecto desinfectante con la eliminación de las bacterias patógenas, nitrificación del nitrógeno amoniacal, eliminación de nutrientes, clarificación del efluente y oxigenación.

Caudales mínimos de funcionamiento

Para que las lagunas funcionen adecuadamente, es necesario caudales que garanticen su llenado, caso contrario se perdería el agua por infiltración y evaporación. Con este objetivo se recomienda su uso para poblaciones mayores a 400 familias o 2,000 habitantes, con lo cual si consideramos un módulo de consumo de agua de 100lppd, se tendría un caudal medio diario de aproximadamente 2.3l/s.

Evacuación de aguas tratadas

Las aguas tratadas pueden ser evacuadas a drenes, cauces naturales o campos de cultivo, siempre y cuando no se trate de hortalizas, por su posible contaminación.

2. PROCESO DE TRATAMIENTO

Proceso aeróbico

El proceso aeróbico se caracteriza porque la descomposición de la materia orgánica se llevará a cabo en una masa de agua que contiene oxígeno disuelto. En este proceso, en el que participan bacterias aeróbicas o facultativas, se originan compuestos inorgánicos que sirven de nutrientes a las algas, las cuales a su vez producen más oxígeno que facilita la actividad de las bacterias aeróbicas. Existe pues una simbiosis entre bacteria y algas que facilita la estabilización aeróbica de la materia orgánica. El desdoblamiento de la materia orgánica se lleva a cabo con intervención de enzimas producidas por las bacterias en sus procesos vitales.

A través de estos procesos bioquímicos en presencia de oxígeno disuelto las bacterias logran el desdoblamiento aeróbico de la materia orgánica. El oxígeno consumido es parte de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO).

Las algas logran, a través de procesos inversos a los anteriores, en presencia de la luz solar, utilizar los compuestos inorgánicos para sintetizar materia orgánica que incorporan a su protoplasma. A través de este proceso, conocido como fotosíntesis, las algas generan gran cantidad de oxígeno disuelto.

Como resultado final, en el estrado aeróbico de una laguna facultativa se lleva a cabo la estabilización de la materia orgánica putrescible (muerta) originalmente presente en las aguas residuales, la cual se transforma en materia orgánica (viva) incorporada protoplasma de las algas. En las lagunas de estabilización el agua residual no se clarifica como en las plantas de tratamiento convencional pero se estabiliza, pues las algas son materia orgánica viva que no ejerce DBO.

Proceso anaeróbico

Las reacciones anaeróbicas son más lentas y los productos pueden originar malos olores. Las condiciones anaeróbicas se establecen cuando el consumo de oxígeno disuelto es mayor que la incorporación del mismo a la masa de agua por la fotosíntesis de las algas y el oxígeno disuelto y que la laguna se torne de color gris oscuro. El desdoblamiento de la materia orgánica sucede en una forma más lenta y se generan malos olores por la producción de sulfuro de hidrógeno. En la etapa final del proceso anaeróbico se presentan las cinéticas conocidas como acetogénica y metanogénica.

Procesos en las lagunas de estabilización facultativas

Las capas de la laguna facultativa (aeróbica y anaeróbica) no son constantes, estas interactúan entre sí, dependen de la radiación solar. Durante el día la capa aeróbica es la que predomina en la laguna y durante la noche la capa anaeróbica.

Las algas tienen un rol sumamente importante en el proceso biológico de las lagunas de estabilización, pues son los organismos responsables de la producción de oxígeno molecular, elemento vital para las bacterias que participan en la oxidación bioquímica de la materia orgánica.

La presencia de las algas en niveles adecuados, asegura el funcionamiento de la fase aeróbica de las lagunas, cuando se pierde el equilibrio se corre con el riesgo de producir el predominio de la fase anaeróbica, que trae como consecuencia una reducción de la eficiencia del sistema.

En las lagunas primarias facultativas predominan las algas flageladas, en lagunas secundarias se incrementa el número de géneros y la densidad de algas, predominan las algas verdes. En lagunas terciarias se presenta un mayor número de géneros de algas, entre las cuales predominan las algas verdes. En muchos casos, se ha observado la predominancia de algas verdes-azules. La predominancia de géneros varía según la temperatura estacional.

Factores determinantes en el tratamiento biológico

- **Temperatura:** a mayor temperatura, mayor será el crecimiento de microorganismos y viceversa.
 - **Ph:** a Ph en un rango bajo, es decir ácido, va traer como consecuencia que los microorganismos no sobrevivan.
 - **Coordinación microorganismos - materia orgánica:** se tiene que cuidar el exceso de carga (DBO), porque originaría un mal funcionamiento de la laguna.
 - **Inhibidores:** presencia de metales pesados, sulfatos, pesticidas, etc., ocasionan un decrecimiento de bacterias.
 - **Nutrientes:** principales nutrientes son el nitrógeno y el fósforo. Cuidar que no estén en exceso porque puede producir la eutrofización.
-

3. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO

3.1 Ubicación

Las lagunas facultativas deberán ubicarse lo más alejado posible de los centros poblados, en todo caso a una distancia de no menos de 1,000m. y teniendo cuidado que la dirección del viento predominante no vaya en dirección de la laguna al poblado, por los malos olores que pueda causar.

Es preferible suelos planos con pendientes no mayores al 5% y de perfil arcilloso para que resulten impermeables.

3.2 Capacidad de las lagunas

La capacidad de calculará bajo la normatividad indicada en el Capítulo II-I.

Como norma general, variable a cálculos más específicos, se considera adecuado los siguientes periodos de retención para el cálculo de capacidad de las lagunas y las áreas referenciales para h=2m.:

Zona	Periodo (días)	Área referencial de laguna con h=2m. por habitante en m ²
Selva	10	0.7
Costa	15	1.0
Sierra <3000msnm	20	1.4
Sierra >3000msnm	30	2.0

3.3 Número de lagunas

Las lagunas como mínimo deben ser dos, para permitir el ingreso de todo el caudal a una de ellas, mientras se hace la limpieza de la otra.

La capacidad de diseño se distribuye en el número de lagunas consideradas.

3.4 Condiciones del vaso

El vaso de las lagunas debe ser impermeable. Para su determinación del nivel de permeabilidad se hará los análisis respectivos, de las muestras de suelos, obtenidos como mínimo de 4 calicantos por poza de aproximadamente 2m. de profundidad. Las pruebas determinarán la clasificación SUCS (ver cuadro 01) y Compactación Proctor Standard óptimo, requerido para la compactación de los terraplenes.

La necesidad de impermeabilizar el vaso o no, se hará de acuerdo a la siguiente clasificación:

Referencia	Tipo de suelos
No requieren medidas de impermeabilización	GC, SC, ML, MH, CL, CH
Requieren medidas de impermeabilización	GW, GP, SW, SP, GM, SM
SUELOS NO APTOS	OL, OH, PI

3.5 Medidas de impermeabilización

La impermeabilización se podrá realizar con cualquiera de las siguientes medidas, dependiendo su elección de las condiciones de la zona respecto a consideraciones de costo inicial, costo de mantenimiento y duración.

Las alternativas son:

- Capa de arcilla de 0.3m. de espesor.
- Concreto armado de 5 a 7.5cms. de espesor.
- Geomembrana.

CUADRO 01

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

ITEM	SIMBOLO	DENOMINACION
1	GW	Gravas limpias bien graduadas
2	GP	Gravas limpias mal graduadas
3	GM	Gravas limosas
4	GC	Gravas arcillosas
5	SW	Arenas limpias bien graduadas
6	SP	Arenas limpias mal graduadas
7	SM	Arenas limosas
8	SC	Arenas arcillosas
9	ML	Limos inorgánicos (LL < 50)
10	MH	Limos inorgánicos (LL > 50)
11	CL	Arcillas inorgánicas (LL < 50)
12	CH	Arcillas inorgánicas (LL > 50)
13	OL	Limos o arcillas orgánicas (LL > 50)
14	OH	Limos o arcillas orgánicas (LL < 50)
15	PI	Materia orgánica

Nota: LL = límite líquido.

3.6 Medidas de protección del vaso

El vaso de la laguna conformado por el piso y los taludes aguas arriba de los terraplenes, deben someterse a las siguientes medidas de protección:

- a) Protección de taludes con enrocado o capa de grava de 10 a 20cms. de espesor en terrenos arcillosos (original o instalado), para evitar el cuarteamiento al resecarse y deslave por cambio de niveles del agua en el vaso o por efecto de las lluvias.
- b) Protección del piso, cuando se utiliza geomembrana, con una capa de 10 a 20cms. de grava, para evitar que en la limpieza se perfora la geomembrana.

3.7 Geometría de las lagunas

Se recomienda una relación largo/ancho de 2 a 3: 1.

- Profundidad:
 - 1.5 a 2.50 en lagunas primarias.
 - 1.0 - 1.20 en lagunas secundarias.
- Borde libre: 0.50m.
- Geometría del terraplén o bordes:
 - Taludes aguas arriba 2:1 a 1 ó 3:1 (H/V).
Nota: usar 3:1 en suelos arcillosos.
 - Taludes aguas abajo: 2:1.
 - Ancho de corona: 3m.
- La entrada y la salida deben ubicarse en lados opuestos para obtener el recorrido más largo posible de las aguas.
- En caso se considere constituir lagunas secundarias o de maduración, éstas serán réplicas de las primarias en número y áreas, sólo variará la profundidad.

3.8 Construcción de las lagunas

La conformación del vaso puede ser sólo en excavación o excavación y relleno.

En cualquier caso de construirse los bordes o terraplenes en relleno, éstos se harán haciendo el relleno en capas de 0.3m. de espesor, con la humedad óptima de compactación (aprox. 10%) y se deberá compactar hasta el 95% de Proctor Standard con equipo especial, usando rodillo pata de cabra en suelos arcillosos o rodillos lisos en suelos más granulares.

3.9 Estructuras de entrada y salida de las lagunas

Para el ingreso del agua a las lagunas se requiere previamente una cámara de rejillas y una caja de distribución, del cual salen las tuberías que dan ingreso a las lagunas.

El caudal de diseño es el máximo horario.

El diámetro de las tuberías serán de 4 a 6 pulgadas y el ingreso a la laguna puede ser de caída libre o sumergida, debiendo protegerse el lugar de descarga contra la erosión.

Para la salida se utilizarán un tubo de rebose para mantener el borde libre y con tubo de descarga de fondo para el vaciado de la laguna que permita la limpieza de lodos. Esta última deberá tener un control mediante válvula aguas abajo o compuesta aguas arriba.

La tubería de descarga tendrá una caja de control que disipe la energía del agua de salida y luego descargarán las aguas a una tubería de evacuación que desemboque a un dren, cauce natural o área de cultivo (que no sean hortalizas).

3.10 Estructuras complementarias

Debe considerarse un área para el lecho de secado de los lodos durante la limpieza y un cerco perimétrico.

3.11 Check List para el diseño

Ítem	Referencia
1	<u>Caudales de ingreso</u> - Máximo diario - Máximo horario
2	<u>Volumen de tratamiento</u> - Periodo de retención - Volumen aguas servidas - Volumen infiltración en buzón - Volumen de lodos - Volumen total
3	<u>Pozas</u> - Número - Dimensiones internas - Dimensiones externas - Profundidad, tirante (1.5m. a 2.5m.) y borde libre (0.5m.) - Tipo de suelos (clasificación SUCS) - Tratamiento de impermeabilización
4	<u>Terraplén</u> - Tipo de suelo de relleno (clasificación SUCS) y compactación Procter Standard - Ancho de corona (3m.) - Talud aguas arriba (2:1 a 3.1) - Talud aguas abajo (2:1) - Protección taludes
5	<u>Pretratamiento</u> - Cámara de rejillas - Desgrasadora
6	<u>Obras complementarias</u> - Cajas de ingreso y salida - Tubería de evacuación (indicar lugar de entrega) - Lecho de secado - Cerco perimétrico

4. RECOMENDACIONES PARA SU OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Arranque del sistema

Antes de evacuar las aguas servidas a las lagunas de estabilización, éstas deben llenarse por lo menos hasta la mitad de su altura total con agua y de ser posible inocularse con biosólidos provenientes de otro reactor anaeróbico. Luego en 1 a 4 semanas se rellena con aguas servidas hasta alcanzar la carga de diseño. Es importante mantener el Ph alrededor de 7.0. En caso se presente acidez debe añadirse cal en el primer mes de operación.

Mantenimiento de rutina

- Remoción de sólidos gruesos y arenas retenidos en la cámara de rejillas.
- Eliminación de vegetación que crece en terraplenes.
- Remoción de material y plantas flotantes.
- Reparación de daños en los terraplenes, tuberías de ingreso y salida y obras complementarias.

Limpieza de lodos

- Esta operación se realiza cada 5 a 10 años.
- Deberá hacerse alternativamente entre pozas, pues no deberán hacerse las dos pozas a la vez.
- Primero se vaciará el agua, hasta que aparezca el lodo mediante la válvula de fondo de la laguna, luego se podrá extraer los lodos con cargador frontal, al lecho de secado.

Los lodos secados podrán utilizarse para fertilizar áreas forestales.

BIOFILTROS

1. Características

Tienen por objeto depurar las aguas tratadas a nivel primario, en un sistema de tratamiento de aguas servidas.

Estos sistemas son ampliamente utilizadas a nivel mundial.

El biofiltros en una imitación de pantanos naturales, donde las aguas residuales se depuran por procesos naturales. Los biofiltros son humedales artificiales de flujo subterráneo, para maximizar la remoción de los contaminantes.

2. Diseño

Consisten en pozas impermeables de poca profundidad rellenas con material filtrante (grava) en cuya superficie se siembran plantas de pantano. El flujo del aguas es vertical y horizontal.

La impermeabilización de las pozas se podrá realizar con un manto de arcilla de 0.2 m. de espesor o geomembranas de aproximadamente 1 a 1.5 m.m. de espesor. Los taludes deben ser 1:1 ó 2.1 (H/V). Complementariamente debe construirse una canaleta de ingreso a todo el ancho de las pozas, para una distribución uniforme del agua residual (puede ser tubo de 4" perforado) y una caja de concreto a la salida del agua, para su control.

En el diseño se deben considerar 2 pozas, para cambiar pozas en los momentos de mantenimiento. El área de las pozas se diseña con el parámetro de 1.5 m² por persona y con profundidad de 0.6 a 1.0 m.

En la entrada y salida de la poza, en un ancho de 0.5 m. se rellena con piedras de 5 a 10 cms. El resto del material filtrante es arena y grava con diámetro de 0.5 m.m. A 15 m.m.

El recorrido del agua en el lecho filtrante es de 3 a 5 días, donde se depura en contacto con zonas aeróbicas (cerca de las raíces) y anaeróbicas (alejadas de la raíces).

Durante su paso a través de las diferentes zonas del lecho filtrante, el agua residual es depurada por acción de los microorganismos que se adhieren a la superficie del lecho y por otros procesos físicos como la filtración y la sedimentación.

Cuando el material filtrante es piedra volcánica triturada el filtro es de mejor calidad.

Las plantas más utilizadas, por su capacidad de crecer en zonas pantanosas, son el carrizo, el pasto elefante y el platanillo.

Por la ecología de estas plantas se recomienda biofiltros en la costa y selva en la sierra hasta los 2,700 m.s.n.m.

3. Mantenimiento

- Se debe realizar el cambio del lecho filtrante en los primeros 1 a 2 m. después de las zonas de entrada cuando se note con flujo superficial.
- Eliminar sólidos sedimentados en el canal de alimentación.
- Cortar las plantas sembradas en la superficie.
- Controlar el espejo de agua en el biofiltros.

ANEXO - B

COSTOS REFERENCIALES (año de referencia: 2007)

-
- 1. Materiales.**
 - 2. Maquinaria.**
 - 3. Estructuras.**
 - 4. Partidas presupuestales.**
 - 5. Costos de instalaciones nuevas.**
-

ANEXO 1

COSTOS DE MATERIALES

1. TUBERIAS (Costo en Soles/ml)					
D (pulg.)	PVC - PRESION			Fe-Go	Desagüe con rosca
	C-5	C-7.5	C-10		
½	-	-	1.40	6.30	-
¾	-	-	1.80	9.0	-
1	-	-	2.40	-	-
1.5	-	-	4.00	-	-
2	5.30	6.40	8.20	30	-
2.5	6.50	9.20	-	-	-
3	9.50	13.50	17.40	45	-
4	15.50	22.20	28.20	-	-
4	-	-	-	-	13
6	-	-	-	-	20
8	-	-	-	-	30
2. VALVULAS					
Diámetro	Compuerta de bronce Marca CIM-70		Compuerta esférica	De aire	
1	55		48		
1.5	92		119		
2	149		176	260	
3	350		485		
4	620		805		

ANEXO 2

COSTOS DE MAQUINARIA

Ítem	Referencia	Costo hora máquina (Soles)
01.	Cargador frontal 2.5 yardas cúbicas	190
02.	Tractor Bulldozer D6C	180
03.	Motoniveladora 125 HP	115
04.	Volquete 10m ³	170
05.	Volquete 8m ³	160
06.	Camión cisterna	100
07.	Rodillo liso 100 HP	70
08.	Mezcladora de concreto tipo trompo 20 HP	15
09.	Compresora neumática 76 HP	40
10.	Martillo 50lbs.	19
11.	Motobomba 4"	15
12..	Compactador vibrador tipo plancha 4 HP	15
13.	Vibrador de concreto 4 HP	5
14.	Teodolito con miras (4)	7
15.	Bomba de mano para prueba hidráulica	7
16.	Camioneta pick-up doble cabina	40

ANEXO 3

COSTOS DE ESTRUCTURAS

Ítem	Referencia	Unidad	Costo (Soles)
A	AGUA POTABLE		
01.	Captación Tipo C-2	U	600
02.	Captación Tipo C-1	U	1,000
03.	CRP - Tipo 6	U	800
04.	CRP - Tipo 7	U	1,500
05.	Reservorio de Regulación 10 m ³	U	12,000
06.	Reservorio de Regulación 20 m ³	U	20,000
07.	Reservorio de Regulación 30 m ³	U	25,000
08.	Reservorio de Regulación 50 m ³	U	30,000
09.	Filtro lento (1,000 personas)	U	50,000
10.	Pozo artesanal con anillos de concreto armado	m	1,000
11.	Pozo artesanal con bomba manual	m	1,400
12.	Pozo tubular	m	2,000
13.	Bomba sumergible con tablero y árbol hidráulico 2 HP	U	6,000
14.	Conexión domiciliaria	U	100
15.	Micromedidor	U	65
B	SANEAMIENTO		
01.	Buzones (profundidad media 1.5m.)	U	1,000
02.	Tanque séptico de 20 m ³	U	11,000
03.	Tanques sépticos de 20 m ³ en batería	U	8,000
04.	Laguna facultativa 2,000 m ³ (1,000 personas)	U	40,000
05.	Conexión domiciliaria	U	190
06.	Caja desgrasadora	U	60
07.	Cámara de inspección condominial (buzón)	U	200

ANEXO 4**PARTIDAS PRESUPUESTALES**

Ítem	Referencia	Unidad	Costo (Soles)		
			Hasta 1.20m	De 1.20 a 2.00m	De 2.00 a 3.00 m
1	Excavación de zanjas (en agua y saneamiento)				
1.1	En tierra (manual)	m3	5.00	10.00	15.00
1.2	En tierra (retroexcavadora)	m3	3.00	4.00	6.00
1.3	Roca suelta	m3	8.50	15.00	20.00
1.4	Roca fija	m3	25.50	30.00	35.00
2	Refine de caja	ml	0.35		
3	Cama e=10cms.	ml	1.00		
4	Relleno material seleccionado (de 1.00 - 3.50n de h)	ml	3.00		
5	Relleno material común (de 1.00 - 3.50n de h)	ml	2.00		
6	Prueba hidráulica	ml	0.50		
7	Traslado material excedente (D = 2 Km.)	m3	15.00		
8	Concreto fc = 140kg/cm ²	m3	220.00		
9	Concreto fc = 175kg/cm ²	m3	250.00		
10	Concreto fc = 210kg/cm ²	m3	270.00		
11	Encofrado y desencofrado	m2	15.00		
11	Acero de refuerzo	Kg.	3.50		
12	Tarrajeo	m2	20.00		
16	Instalación tuberías agua (de ½ - 4")	ml	0.60		
17	Instalación tubos desagüe de 6" - 8"	ml	1.30		

ANEXO 5

COSTOS DE INSTALACIONES NUEVAS

Ítem	Referencia	Costo per-cápita US \$
1	Agua potable con conexión domiciliaria	56
2	Agua potable con pileta pública	44
3	Alcantarillado con tratamiento aguas servidas	87
4	Letrinas	26

BIBLIOGRAFIA

GTZ	Operación y Mantenimiento de Sistemas de Agua y Saneamiento en Zonas Rurales
DINASBA	Reglamentos técnicos de diseño para sistemas de agua potable
Fondo de las Américas	Manual de Operación y Mantenimiento de Sistemas de Agua Potable por gravedad sin tratamiento
TUBOPLAST	Manual de Instalación
TUBOPLAST	Especificaciones técnicas
DIGESA	Normas de diseño para proyectos de abastecimiento de agua potable para poblaciones rurales
FONCODES	Parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para Centros Poblados Rurales
FONCODES	Criterios para la selección de operaciones técnicas y niveles de servicio en sistemas de abastecimiento de agua y saneamiento en zonas rurales
Organización Panamericana de la Salud	FILTROS
National Academy of Sciences	EL AGUA POTABLE SEGURA ES ESENCIAL
Guía Latinoamericana del Agua	FILTROS LENTOS
Ing. Lidia Vargas de Cánepa	PLANTAS DE TRATAMIENTO DE FILTROS LENTOS
CEPIS	UNATSBAR
Bureau of Reclamation	Clasificación ASHTO
WATER FOR THE WORLD	DESIGNING SEPTIC TANKS
Universidad de Sevilla	TECNOLOGIAS NO CONVENCIONALES DE BAJO COSTO
Organización Panamericana de la Salud	Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques IMHOFF y lagunas de estabilización